



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

MATTI RAISKINMÄKI
TUETUN TERÄSPONTTISEINÄN RAKENNETEKNINEN
SUUNNITTELU

Diplomityö

Tarkastajat:
yliopistotutkija Kristo Mela ja
professori Tim Länsivaara
Tarkastajat ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen
tiedekuntaneuvoston kokouksessa
28. toukokuuta 2018

TIIVISTELMÄ

MATTI RAISKINMÄKI: Tuetun teräsponttiseinän rakennetekninen suunnittelu
 Tampereen teknillinen yliopisto
 Diplomityö, 118 sivua, 34 liitesivua
 Marraskuu 2018
 Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
 Pääaine: Rakennesuunnittelu
 Tarkastajat: yliopistotutkija Kristo Mela ja professori Tim Länsivaara

Avainsanat: teräspontti, tukiseinä, ankkuri, puristussauva, mitoittaminen

Teräsponttiseinä on Suomessa yleisimmin käytetty tuettujen kaivantojen tukiseinätyyppi. Tämä diplomityö on kirjallisuustutkimus esimerkkilaskelmineen teräsponttiseinän ja sen tuentojen eurokoodien mukaisesta rakenneteknisestä suunnittelusta.

Maahan upotetuista ja toisiinsa lukituista teräsponteista toteutetut tukiseinärakenteet koostuvat tyypillisesti edellä mainitusta tukiseinästä ja sille rakennettavasta tuennasta. Tuentatapoina ovat joko kaivannon ulkopuolinen tuenta, jossa tukina toimivat vetoankkurit tai vaihtoehtoisesti sisäpuolinen tuenta, jossa tukina ovat puristussauvat. Tuet sijoitetaan teräsponttiseinälle yleensä tukitasoittain samalle korkeudelle ja tukipisteiden välille rakennetaan kuormaa teräsponttiseinältä tukipisteille välittävä vaakapalkki jatkuvana rakenteena. Kalliopintaan saakka ulottuvissa kaivannoissa teräsponttiseinä tuetaan alapäästään juuripulttien ja juuripalkin avulla kallioon. Muussa tapauksessa alapää tukeutuu joko ulokkeellisesti alimpaan tukitasoon tai yleiskaivutason alapuoliseen maahan. Verrattain matalat kaivannot voidaan toteuttaa tukemattomina, jolloin teräsponttiseinän stabiiliteetti on riippuvainen yleiskaivutason alapuolelle upotetusta tukiseinän osasta ja maan ominaisuuksista.

Teräsponttiseinälle maan- ja pohjavedenpaineesta kohdistuvan kuormituksen laskenta edellyttää aina geoteknistä mitoitusta, joka perustuu kohteen pohjaolosuhteisiin. Geotekninen laskenta on tehtävä kaivuvaiheittain, sillä teräsponttiseinään kohdistuva kuormitus vaihtelee kaivun edetessä. Murtorajatilatarkasteluissa käytetään poikkeuksellisesti mallikerrointa osavarmuuslukujen lisäksi kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvojen määrittämisessä. Mallikerrointa ei kuitenkaan kohdisteta ankkurin mitoitukseen. Käyttöraajatilatarkasteluissa keskitytään pääosin teräsponttiseinän kokonaissiirtymän arvioimiseen.

Teräsponttiseinä mitoitetaan yleensä taivutukselle ja leikkaukselle. Vaakasuuntaan nähdessä kulmaan asennetuilla esijännitetyillä ankkureilla tuetuissa teräsponttiseinissä tulee huomioida myös ankkuroinnista johtuvien aksiaalisten voimien vaikutukset poikkileikkauksen kestävyys- ja rakenteen stabiiliuteen. Tuennan vaakapalkit mitoitetaan pääosin jatkuvina palkkeina taivutukselle ja leikkaukselle. Ulkopuolisten tuentojen osalta tarkastellaan ankkurin vetokestävyys. Ankkurin kiinnitysrakenteen mitoistustarkastelu suositellaan tehtävän FEM-laskentaohjelmistolla kiinnitysrakenteen tavanomaisesta poikkeavasta muodosta johtuen. Sisäpuolisten tuentojen puristussauvat mitoitetaan puristettuina ja taivutettuina sauvarakenteina. Teräsponttiseinän alapään tuennan juuripulttien tulee kestää niihin kohdistuvat taivutus- ja leikkausrasitukset. Juuripalkin ja siihen liittyvien kalliopulttien suunnittelu tehdään teräsbetonirakenteita koskevien standardien ja ohjeiden mukaan.

ABSTRACT

MATTI RAISKINMÄKI: Structural Design of Supported Sheet Pile Walls

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 118 pages, 34 Appendix pages

November 2018

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Design

Examiners: Senior Research Fellow Kristo Mela and Professor Tim Lämsivaara

Keywords: sheet pile, retaining wall, grouted anchor, prop, design

Sheet pile wall is the most common type of retaining wall used in supported excavations in Finland. This Master's thesis is a literary research including design calculation examples about Eurocode based structural design of the sheet pile wall and the support systems of the wall.

Generally, this retaining wall structure consists of embedded sheet pile wall and structures built to support it. Sheet piles are usually interlocked together. Different types of support systems are either anchors grouted or locked outside or props installed inside the excavation. These supports are usually placed on the same structural support level of the sheet pile wall where longitudinal continuous waling distributes and transfers the loadings from the wall to the supports. Sheet pile wall toes can be supported by rock dowels and a concrete toe beam if excavation level reaches the bedrock. Otherwise the lowest structural support level or the ground under excavation level can provide support to the bottom of the wall. Sheet pile walls can be designed as cantilever walls if the retained height is relatively low. In that case the stability of the wall is dependent solely upon the penetration of the wall into the ground under excavation level and the geotechnical conditions.

Geotechnical design based on the ground conditions in situ is always required to calculate loads for sheet pile walls from earth and groundwater pressure. The loading to the sheet pile wall changes during excavation work and therefore geotechnical calculations must be done in every excavation stage. In ultimate limit state (ULS), excluding anchor design, model factor is exceptionally used for determining the loads and the load effects in addition to partial safety factors. Serviceability limit state (SLS) design is mainly concentrated to estimate the displacement of the sheet pile wall.

Sheet pile walls are generally designed for bending and shear. When the support is provided by prestressed anchors, which are installed in angled position, the axial forces caused by the anchorage must be considered. Walings are usually designed as continuous beams for bending and shear. The structural design of the anchorage contains anchor design for tension and the design of console structure for the upper anchor head. In practice FEM-analysis is recommendable for the console because of the complexity of the structure. Props are usually designed for compression and bending. Rock dowels must be resistant enough for bending and shear stresses. Toe beams and the rock bolts, which provide support to the beams, are mainly designed according to the standards of concrete structures.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tuetun teräsponttiseinän rakenneteknisestä suunnittelusta on toiminut osaltaan pohjatyönä vuoden 2018 loppu- tai vuoden 2019 alkupuolella RIL:n toimesta julkaistavalle teräsrakenteisten tukiseinien rakenteelliselle mitoitusohjeelle. Tarkoituksena on ollut koota teräsponttiseinän ja sen tuennan rakenneteknisen suunnittelun kannalta olennaiset ohjeet samoihin kansiin. Diplomityön aiheen ja rahoituksen on tarjonnut Sipti Oy.

Diplomityön aihe sisältöineen alkoi muotoutua syksyllä 2017, mutta varsinainen työ aloitettiin käytännössä alkuvuodesta 2018. Työn ohjauksesta on vastannut Juha Kujansuu Sipti Oy:stä sekä tarkastuksesta Kristo Mela ja Tim Länsivaara Tampereen teknillisestä yliopistosta. Haluan kiittää edellä mainittuja henkilöitä heidän työpanoksestaan ja tietenkin Sipti Oy:tä työn aiheesta ja rahoituksesta. Asiantuntevista ja aihetta tukevista kommentteista kiitos kuuluu myös haastatteluita antaneille henkilöille, joiden nimet on mainittu työn lähdeluettelossa. Kiitos myös työkaverilleni Ville Salolle avusta FEM-laskennassa.

Tähän työhön päättyy ainakin toistaiseksi hieman pitkäksi venähtänyt ajanjakso elämästäni opiskelijana. Sain vihdoin ja viimein diplomityön valmiiksi, vaikka työelämä meinasikin viedä mukanaan. Kiitokset kuuluvat myös kotiväelle kaikesta tuesta näiden vuosien varrella.

Keravalla, 19.11.2018

Matti Raiskinmäki

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta	1
1.2	Tutkimusmenetelmät	1
1.3	Tutkimuksen tavoitteet	2
1.4	Tutkimuksen rajaukset	2
2.	TERÄSPONTTISEINÄ TUKISEINÄRAKENTEENA	3
2.1	Teräsponteista rakennettu tukiseinärakenne	3
2.1.1	Teräspontit	4
2.1.2	Vaakapalkit	6
2.1.3	Ulkopuoliset tuennat	8
2.1.4	Sisäpuoliset tuennat	9
2.1.5	Alapään tukeminen	10
2.1.6	Kaivannon syvyyden rajoitukset	11
2.2	Teräsponttiseinärakenteen suojaaminen	12
2.2.1	Korroosio rakenteessa	12
2.2.2	Rakenteen routasuojaus	13
2.2.3	Rakenteen palosuojaus	14
3.	TERÄSPONTTISEINÄRAKENTEEN MITOITUSPERUSTEET	15
3.1	Teräsponttiseinärakenteen rakennemalli	15
3.1.1	Tuettu teräsponttiseinä	15
3.1.2	Ulokkeellinen teräsponttiseinä	17
3.2	Kuormat ja kuormien vaikutukset	18
3.2.1	Kuormien ja kuorman vaikutusten ominaisarvot	22
3.2.2	Kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvot murtorajatilassa	28
3.2.3	Ankkuri- ja muiden tukivoimien mitoitusarvojen määrittäminen	34
3.2.4	Käyttörajan tarkastelut	37
3.2.5	Onnettomuustilanteet	38
3.2.6	Jatkuvan sortuman estäminen	38
3.3	Tuetun teräsponttiseinärakenteen rasituskuviot ja siirtymät	39
3.3.1	Teräsponttiseinän rasituskuviot ja siirtymät	39
3.3.2	Toisen kertaluvun vaikutukset teräsponttiseinälle	40
3.3.3	Vaakapalkkirakenteen rasituskuviot ja siirtymät	41
3.4	Teräsponttiseinärakenteen suunniteltu käyttöikä	42
3.4.1	Pysyvän ja työnaikaisen teräsponttiseinärakenteen erot	42
3.4.2	Korroosion huomioiminen	43
3.4.3	Rakenteen routasuojaus	44
3.4.4	Rakenteen palosuojaus ja palomitoitus	44
4.	TERÄSPONTTISEINÄN RAKENNETEKNINEN MITOITTAMINEN	46
4.1	Perusteet teräsponttiseinän rakennetekniseen mitoittamiseen	46
4.1.1	Yleistä	46

4.1.2	Poikkileikkausluokitus	48
4.1.3	Korroosion vaikutus poikkileikkausluokkaan.....	50
4.1.4	Saavutettava hyöty poikkileikkausluokissa 1 ja 2.....	51
4.1.5	Suosituksset teräsponttiseinien osalta.....	51
4.2	Teräsponttiseinän taivutus ja leikkaus	52
4.2.1	Teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyys	53
4.2.2	Leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen lukkoliitoksessa	53
4.2.3	Leikkausvoiman siirtymisen tehostaminen lukkoliitoksessa	55
4.2.4	Teräsponttiseinän leikkauskestävyys	56
4.2.5	Teräspontin uuman leikkauslommahduskestävyys.....	57
4.2.6	Teräsponttiseinän yhdistetty taivutus ja leikkaus.....	58
4.3	Teräsponttiseinään kohdistuva aksiaalinen normaalivoima	60
4.3.1	Nurjahdus	61
4.3.2	Yhdistetty puristus ja taivutus	64
4.3.3	Taivutus, aksiaalinen normaalivoima ja leikkausvoima	66
4.4	Vedenpaineen paikallinen vaikutus.....	67
5.	VAAKAPALKKIEN RAKENNETEKNINEN MITOITTAMINEN	68
5.1	Perusteet vaakapalkkien rakennetekniseen mitoittamiseen.....	68
5.1.1	Yleistä	68
5.1.2	Poikkileikkausluokitus	70
5.1.3	Korroosion vaikutus poikkileikkausluokkaan.....	73
5.1.4	Suosituksset vaakapalkkien osalta.....	73
5.2	Vaakapalkin taivutus ja leikkaus.....	73
5.2.1	Vaakapalkin taivutusmomenttikestävyys.....	74
5.2.2	Vaakapalkin leikkauskestävyys	74
5.2.3	Vaakapalkin yhdistetty taivutus ja leikkaus.....	76
5.2.4	Vaakapalkin uuman leikkauslommahduskestävyys.....	76
5.2.5	Vaakapalkin kiepahdus	77
5.3	Puristuksen huomioiminen vaakapalkkirakenteissa.....	79
6.	TUKIEN RAKENNETEKNINEN MITOITTAMINEN	80
6.1	Ankkuri ja sen kiinnitysrakenne.....	80
6.1.1	Ankkuri	81
6.1.2	Ankkurin kiinnitysrakenne.....	82
6.2	Puristussauva.....	93
6.2.1	Puristussauvatuennan mitoitusperiaatteet	93
6.2.2	Puristussauvan mitoittaminen	95
6.3	Juuripultti	96
6.3.1	Perusteet juuripultin rakennetekniseen mitoittamiseen.....	96
6.3.2	Juuripultin taivutus ja leikkaus	97
6.4	Juuripalkki.....	98
6.4.1	Kalliopultituksen mitoitusperiaatteet	98
6.4.2	Juuripalkin mitoitusperiaatteet.....	100

6.4.3	Juuripalkin ja sen kalliopultituksen mitoittaminen	100
7.	LASKELMAT JA TULOSTEN TARKASTELU	102
8.	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	107
	LÄHTEET	112
	INTERNET-LÄHTEET	117
	JULKAISEMATTOMAT LÄHTEET	118
	LIITTEET	119
Liite A:	Laskentatulokset GeoCalc-laskentaohjelmistosta	120
Liite B:	Kimmoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa	128
Liite C:	Teräsponttiseinän laskentaesimerkki	129
Liite D:	Vaakapalkin laskentaesimerkki	134
Liite E:	Ankkurin laskentaesimerkki	142
Liite F:	Ankkurilevyn laskentaesimerkki	143
Liite G:	Juuripultin laskentaesimerkki	145
Liite H:	Laskentaesimerkki yhden ankkurin pettämisestä	147

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Lyhenteet

A1	kuormien tai kuorman vaikutuksien osavarmuuslukujen sarja
CC1...CC3	seuraamusluokat
DA2	eurokoodin mukainen mitoitus tapa 2
DA2*	eurokoodin mukainen mitoitus tapa 2
EHTY	Euroopan hiili- ja teräsyhteisö
FEM	elementtimenetelmä (Finite Element Method)
GEO	geotekninen rajatila
GL1...GL3	geotekniset luokat
jm	mittayksikkö tukiseinän pituussuunnassa (juoksumetri)
LiVi	Liikennevirasto
M1	maaparametrien osavarmuuslukujen sarja
NA	kansallinen liite (National Annex)
PL1...PL4	poikkileikkausluokat
RC1...RC3	luotettavuusluokat
R2	rakenteen kestävyys osavarmuuslukujen sarja
SFS-EN	standardi, joka on voimassa sekä Suomessa että muualla Euroopassa
STR	rakenteellinen rajatila
SW/2	raideliikenteen kuormakaavio
S355GP	yksi standardin mukaisista teräspontin teräksen nimikkeistä

Latinalaiset kirjaimet

(* yksikkö yleensä)

A	[mm ² /jm, mm ²]	poikkileikkauksen pinta-ala
A _d	[kN] *	määräävä onnettomuuskuorma
A _v	[mm ²]	teräspontin yksittäisen uuman leikkauspinta-alan projektio/ vaakapalkin leikkauspinta-ala
b	[mm]	teräsponttiprofiilin laipan sileän osan leveys/ vaakapalkkiprofiilin laipan leveys
b ₁	[jm]	teräspontin etenemä
c	[mm]	teräspontin uuman vino korkeus/ vaakapalkin poikkileikkausluokituksessa tarvittava mitta
c _u	[kPa]	maan suljettu leikkauslujuus
E	[MPa]	teräksen kimmokerroin
f _{bv}	[MPa]	uuman leikkauslommahduslujuus
F _{d,i}	[kN]	tukitason <i>i</i> ankkurivoiman mitoitusarvo
F _{d,i,koeveto}	[kN]	tukitason <i>i</i> ankkurin koetovoima
F _{d,i,v}	[kN/jm]	tukitason <i>i</i> vaakavoiman mitoitusarvo
F _{Ed,i,v}	[kN/jm]	tukitason <i>i</i> vaakavoiman mitoitusarvo, joka sisältää mallikertoimen
F _{k,i}	[kN]	tukitason <i>i</i> ankkurivoiman ominaisarvo
F _{k,i,v}	[kN/jm]	tukitason <i>i</i> vaakavoiman ominaisarvo
f _{pk}	[MPa]	ankkuriteräksen vetolujuuden ominaisarvo
f _{p0,1k}	[MPa]	ankkuriteräksen 0,1-rajan ominaisarvo
f _{p0,2k}	[MPa]	ankkuriteräksen 0,2-rajan ominaisarvo
f _u	[MPa]	teräksen vetomurtolujuuden nimellinen arvo

f_y	[MPa]	teräksen myötörajan nimellinen arvo
$f_{y,red}$	[MPa]	vedenpaine-eron huomioiva teräksen myötöraja
$f_{y,w,red}$	[MPa]	leikkauspinta-alan pienennetty myötöraja
$G_{kj,inf}$	[kN/m ²] *	edullisen pysyvän kuorman ominaisarvo
$G_{kj,sup}$	[kN/m ²] *	epäedullisen pysyvän kuorman ominaisarvo
I	[mm ⁴ /jm, mm ⁴]	teräsponttiseinän/ vaakapalkin hitausmomentti
K_{FI}		kuormakerroin
l	[mm]	teräsponttiseinän nurjahduspituus
L_i	[m]	tukiväli/ ankkuriväli tukitasolla i
$M_{b,Rd}$	[kNm]	vaakapalkin kiepahduskestävyyden mitoitusarvo
M_{cr}	[kNm]	vaakapalkin kriittinen momentti kiepahduksessa
$M_{c,Rd}$	[kNm/jm, kNm]	poikkileikkausluokan mukainen taivutusmomentti-kestävyyden mitoitusarvo
$M_{d,i}$	[kNm/jm]	taivutusmomentin mitoitusarvo tukitasolla i
$M_{d,ij}$	[kNm/jm]	taivutusmomentin mitoitusarvo tukitason i ja j välissä
M_{Ed}	[kNm/jm, kNm]	taivutusmomentin mitoitusarvo, joka sisältää mallikertoimen
$M_{el,Rd}$	[kNm]	vaakapalkin taivutusmomenttikestävyys poikkileikkausluokassa 3
$M_{k,i}$	[kNm/jm]	taivutusmomentin ominaisarvo tukitasolla i
$M_{k,ij}$	[kNm/jm]	taivutusmomentin ominaisarvo tukitason i ja j välissä
$M_{N,Rd}$	[kNm/jm]	akσιαalisen normaalivoiman huomioiva teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo
$M_{pl,Rd}$	[kNm/jm, kNm]	taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo poikkileikkausluokissa 1 ja 2
$M_{V,Rd}$	[kNm/jm, kNm]	leikkausvoiman huomioiva plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo
N_{cr}	[kN/jm] *	teräsponttiseinän kriittinen kuorma kimmoteorian mukaan
$N_{c,Rd}$	[kN/jm] *	teräsponttiseinän poikkileikkausluokan mukainen aksiaalisen normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo
N_{Ed}	[kN/jm] *	teräsponttiseinän aksiaalisen normaalivoiman mitoitusarvo
$Q_{k,i}$	[kN/m ²] *	muuttuvan kuorman i ominaisarvo
$Q_{k,l}$	[kN/m ²] *	määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo
r	[mm]	teräspontin uumien ja laippojen keskiviivojen muodostamien linjojen välisten nurkkapyöristysten säde/ vaakapalkin laipan ja uuman välinen pyöristyssäde
S	[mm ³] *	staattinen momentti
t	[mm]	nimellispaksuus/ tarkasteltavan kohdan paksuus poikkileikkauksessa
t_f	[mm]	profiilin laipan paksuus
t_w	[mm]	profiilin uuman paksuus
$t_{w,red}$	[mm]	uuman pienennetty paksuus
$V_{b,Rd}$	[kN]	teräspontin yksittäisen uuman leikkauslommahduskestävyyden mitoitusarvo
$V_{c,Rd}$	[kN]	vaakapalkin poikkileikkausluokan mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{d,ij}$	[kN/jm]	leikkausvoiman mitoitusarvo tukitasolla i tukitason j puolella

V_{Ed}	[kN/jm, kN]	leikkausvoiman mitoitusarvo, joka sisältää mallikertoimen
$V_{k,ij}$	[kN/jm]	leikkausvoiman ominaisarvo tukitasolla i tukitason j puolella
$V_{pl,Rd}$	[kN/jm, kN]	plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
W_{eff}	[mm ³]	vaakapalkin taivutusvastus poikkileikkausluokassa 4
W_{el}	[mm ³ /jm, mm ³]	jatkuvan teräsponttiseinän/ vaakapalkin taivutusvastus poikkileikkausluokassa 3
$W_{el,min}$	[mm ³]	vaakapalkin taivutusvastuksen minimiarvo kimmoteorian mukaan
w_k	[mm]	siirtymä lopputilanteessa
W_{pl}	[mm ³ /jm, mm ³]	jatkuvan teräsponttiseinän/ vaakapalkin plastisuusteorian mukainen taivutusvastus
W_y	[mm ³]	vaakapalkin poikkileikkausluokasta riippuva taivutusvastus
$W = -1.0$	[m]	pohjavedenpinnan korkeusasema -1.0
x-x		poikkileikkauksen akseli
y-y		poikkileikkauksen akseli
z-z		poikkileikkauksen akseli

Kreikkalaiset kirjaimet

α	[°, -]	ankkurin asennuskulma/ teräspontin uuman kaltevuuskulma/ epätarkkuustekijä teräsponttiseinän nurjahdustarkastelussa
α_{LT}		epätarkkuustekijä vaakapalkin kiepahduksessa
α_T	[1/°C]	pituuden lämpötilakerroin
β		kiepahduskäyrien korjaustekijä valssatuille ja hitsatuille profiileille
β_B		taivutusvastusta pienentävä leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen huomioiva kerroin
β_D		taivutusjäykkyyttä pienentävä leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen huomioiva kerroin
γ	[kN/m ³]	tilavuuspaino
γ'	[kN/m ³]	tehokas tilavuuspaino
γ_γ		tilavuuspainon osavarmuusluku
$\gamma_{\phi'}$		leikkauskestävyysskulman osavarmuusluku
$\gamma_{a,p}$		pysyvän ankkurin osavarmuusluku
$\gamma_{a,t}$		tilapäisen ankkurin osavarmuusluku
$\gamma_{c'}$		tehokkaan koheesion osavarmuusluku
γ_{cu}		suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku
$\gamma_{Gkj,inf}$		edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Gkj,sup}$		epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{M,p}$		mallikerroin pysyville tukiseinärakenteille
$\gamma_{M,t}$		mallikerroin työnaikaisille tukiseinärakenteille
γ_{M0}		poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku
γ_{M1}		osavarmuusluku sauvojen kestävyydelle
γ_{M2}		osavarmuusluku poikkileikkausten kestävyydelle vetomurtuman suhteen

$\gamma_{Q,i}$		muuttuvan kuorman i osavarmuusluku
γ_{qu}		yksiaksiaalisen puristuskokeen osavarmuusluku
$\gamma_{Q,1}$		määrävän muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{R,e}$		passiivisen maan kestävyys osavarmuusluku
ΔM	[kNm]	vaakapalkin taivutusmomentin redusoitava osuus tuella
ΔM_2	[kNm/jm] *	pystykuorman aiheuttama teräsponttiseinän taipumasta johtuva lisämomentti
ε		teräksen myötölujuudesta riippuva kerroin
η		kerroin määritettäessä valssattujen I- ja H-profiilien leikkauspinta-alan vähimmäisarvoa/ kerroin leikkaukslommahduksen mitoitus ehdossa
$\bar{\lambda}$		aksiaalisesti puristetun sauvan muunnettu hoikkuus
$\bar{\lambda}_{LT}$		muunnettu hoikkuus kiepahduksessa
$\bar{\lambda}_{LT,0}$		myötötason pituus kiepahduskäyrällä valssatuille ja hitsatuille profiileille
$\bar{\lambda}_w$		uuman muunnettu hoikkuus
π		matemaattinen vakio (= 3,14159...)
ρ		uuman taivutusvastukseen kohdistettava pienennyskerroin
ρ_P		vedenpaine-erosta aiheutuva pienennystekijä
$\sigma_{p,max}$	[MPa]	suurin jännitys ankkuriteräksessä
$\sigma_{x,Ed}$	[MPa]	tarkasteltavan kohdan pituussuuntainen paikallinen mitoitusjännitys
$\sigma_{z,Ed}$	[MPa]	tarkasteltavan kohdan poikittainen paikallinen mitoitusjännitys
τ_{Ed}	[MPa]	tarkasteltavan kohdan paikallisen leikkausjännityksen mitoitusarvo
Φ		pienennystekijän χ määrittämiseen tarvittava muuttuja
Φ_{LT}		pienennystekijän χ_{LT} määrittämiseen tarvittava muuttuja
φ	[°]	maan leikkauskestävyyskulma
χ		nurjahduksen pienennystekijä
χ_{LT}		kiepahdukskestävyyden pienennystekijä
$\psi_{0,i}$		muuttuvan kuorman i yhdistelykerroin
$\psi_{1,1}$		pääasiallisen muuttuvan kuorman tavallinen yhdistelykerroin
$\psi_{2,i}$		muuttuvan kuorman i pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin
$\psi_{2,1}$		pääasiallisen muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Teräsponttiseinä on yleisin Suomessa käytössä olevista kaivantojen tukiseinätyypeistä. Muihin tukiseinätyyppeihin verrattuna teräsponttiseinän rakentaminen sekä mahdollinen purkaminen ovat nopeita työvaiheita. Toteutuskustannuksiltaan teräsponttiseinä on verrattain edullinen ja se soveltuu käytettäväksi useimmissa pohjaolosuhteissa. (RIL 263-2014) Maailmanlaajuisesti teräsponttiseinärakenteella on monia erilaisia sovellutuksia sekä pysyvänä että työnaikaisena rakenteena. Pysyvän teräsponttiseinän käyttökohteita ovat esimerkiksi satamalaiturit, jokien penger- ja säännöstelyrakenteet, siltojen tukirakenteet, tien levennysten tukimuurit, maanalaiset parkkihallit, erilaiset perustusrakenteet, kellarit, pumppuasemat ja pilaantuneiden maiden eristysrakenteet. (Piling Handbook 2016)

Kandidaatintyö (Raikinmäki 2018) tutkimustyöni ensimmäisenä osana oli kirjallisuusselvitys teräsponttiseinistä kaivantojen tukiseinärakenteena. Työ käsitteli aihetta yleisellä tasolla. Tavoitteena oli tutustua aiheeseen ja etsiä kirjallisuuslähteitä sekä tuoda esiin ongelmakohtia, jotka tulee huomioida tässä diplomityössä. Kandidaatintyössä havaittiin, että teräsponttiseinän ankkurin kiinnitysrakenteen suunnitteluun ei standardeissa ja ohjeissa ole riittävän yksityiskohtaista ohjeistusta. Kirjallisuudessa on esitetty lähinnä suosituksia kyseiselle rakenteelle. Lisäksi havaittiin, että keskeisimmissä aiheen kirjallisuuslähteissä on käytetty toisistaan poikkeavia termejä. Eroavaisuuksia on esimerkiksi RIL:n Kaivanto-ohjeen ja SFS-EN-standardien välillä. SFS-EN-standardien välilläkin on eroavaisuuksia. Eroavaisuudet johtuvat pääosin käännösteknisistä syistä.

Tämä diplomityö tuetun teräsponttiseinän eurokoodien mukaisesta rakenneteknisestä suunnittelusta on tutkimustyöni toinen osa. Tuleva teräsrakenteiden tukiseinien eurokoodeihin pohjautuva rakenteellinen mitoitusohje laaditaan RIL:n toimesta osittain tämän työn pohjalta. Mitoitusohjeelle on tarve, sillä on havaittu, että oleellinen tieto tukiseinien rakenneteknisen mitoittamisen kannalta on hajallaan eri ohjeissa ja standardeissa. Kyseinen mitoitusohje helpottaa muun muassa suunnittelutyötä sekä suunnitelmien tarkastustyötä.

1.2 Tutkimusmenetelmät

Tämä diplomityö on kirjallisuustutkimus, jossa on käytetty kirjallisuuslähteiden tukena alan asiantuntijoiden haastatteluita. Tutkimusta tukevat lisäksi esimerkkilaskelmat, jotka on esitetty pääosin työn liitteissä.

1.3 Tutkimuksen tavoitteet

Tämän diplomityön päätavoite on koota laskentaesimerkein havainnollistettu kokonaisuus tuetun teräsponttiseinän eurokoodien mukaisesta rakenneteknisestä suunnittelusta. Näin ollen työ toimii osaltaan pohjatyönä laadittavalle teräsrakenteiden tukiseinien rakenteelliselle mitoitusohjeelle. Mitoitusohjeesta on hyötyä, sillä se yhtenäistää tukiseinäsunnitelmia ja laskelmia sekä ohjeistaa yleisperiaatteet tukiseinän rakennetekniseen mitoittamiseen huomioiden mitoittamisen kannalta oleelliset asiat.

Yhtenä tavoitteena on myös ottaa kantaa kandidaatintyössä ilmenneisiin aiheeseen liittyviin ongelmakohtiin. Tässä diplomityössä esitetään soveltuva rakenneratkaisu teräsponttiseinän tuennan ankkurin kiinnitysrakenteeksi ja käsitellään sen mitoittamista. Työssä otetaan kantaa kirjallisuuslähteiden toisistaan poikkeaviin termeihin ja käsitteisiin. Tässä työssä käytetyt termit ovat paremmin määritelmiään kuvaavia kuin esimerkiksi osa eurokoodeissa esitetyistä termeistä.

1.4 Tutkimuksen rajaukset

Tässä työssä ei käsitellä tukiseinärakenteen geoteknistä mitoittamista. Rakenneteknisen mitoittamisen näkökulmasta on riittävää esittää teräsponttiseinään kohdistuvien kuormien ja kuorman vaikutusten ominaisarvojen tulkinta geoteknisistä tukiseinälaskelmista sekä mitoitusarvojen määrittäminen niistä. Olennaista on esittää kuormien laskennan ja käsittelyn eroavaisuudet tavallisen talonrakennuskohteen ja Liikenneviraston kohteen välillä.

Työssä käsitellään vain yleisimmin käytössä olevia teräsponttien U- ja Z-profiileja, eikä perehdytä esimerkiksi combiseiniin, kuten esimerkiksi teräsponttien ja teräspuikipaalujen yhdistelmiin. Rakenneteknisen mitoittamisen näkökulmasta merkittävin ero kyseisten tukiseinien välillä on niiden taivutusmomenttikestävyyksissä. Työssä ei myöskään perehdytä ohuisiin kylmämuovattuihin tai suorauumaisiin teräsponttiprofiileihin.

Teräsrakenteiden mitoittamisen kannalta työ rajataan käsittelemään vain poikkileikkausluokkia 1-3. Valtaosa teräsponttiseinärakenteissa käytetyistä teräsprofiileista kuuluu edellä mainittuihin poikkileikkausluokkiin. Poikkileikkausluokan 4 edellyttämää mitoittamista ei tässä työssä käsitellä, sillä se poikkeaa merkittävästi poikkileikkausluokista 1-3. Riittävä taso poikkileikkausluokan 4 käsittelyyn on esittää kaavat olennaisilta osin tai viitata standardiin, jossa on ohjeistusta.

Tiettyjä osa-alueita tuetun teräsponttiseinärakenteen mitoittamisesta ei käsitellä tässä diplomityössä tai ne käsitellään vain periaatteellisella tasolla. Teräsponttiseinän routasuojauksen periaatteet käsitellään, mutta routasuojauksen mitoittamista ei käsitellä. Myöskään teräsponttiseinärakenteen palosuojauksen mitoittamiseen ja palomitoitukseen ei tässä työssä perehdytä. Teräsponttiseinän puristussauvatuennan ja alapään tuentaan liittyvän juuripalkin mitoittaminen käydään läpi vain periaatteellisella tasolla.

2. TERÄSPONTTISEINÄ TEENA

TUKISEINÄRAKEN-

Tämä luku esittelee teräsponttiseinän ja sen tyypilliset tuentatavat rakenneteknisen suunnittelun näkökulmasta. Luvussa käsitellään lisäksi kyseisen rakenteen suojaustavat korroosiota, routaa ja paloa vastaan.

2.1 Teräsponteista rakennettu tukiseinärakenne

Teräsponteista rakennettu kaivannon tukiseinärakenne koostuu tyypillisesti maahan lyömällä tai täryttämällä upotetuista toisiinsa lukituista teräsponteista ja niistä muodostuvalle tukiseinälle rakennetusta tuennasta. Kaivanto tuetaan joko sisäpuolisilla tuilla tai kaivannon ulkopuolelle ulottuvilla ankkureilla tai muilla vetotangoilla. Tuentatavan soveltuvuus riippuu muun muassa kaivannon syvyydestä ja laajuudesta sekä pohja- ja ympäristöolosuhteista. Matalissa kaivannoissa teräsponttiseinä voi toimia ulokkeellisesti ilman erillisiä tuentarakenteita. (RIL 263-2014)

Kuvassa 1 on kirjaimin (A-F) havainnollistettu teräsponttiseinään ja sen tuentoihin liittyviä RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaisia keskeisiä termejä. Kyseiset termit ovat:

- teräspontti tai pontti (A)
- teräsponttiseinä tai ponttiseinä (B)
- vaakapalkki (C)
- kaivannon ulkopuolinen tuenta kallioankkurein (D)
- kaivannon sisäpuolinen tuenta puristussauvoin (E)
- tukitaso (F).

Muun muassa standardissa SFS-EN 1993-5 on käytetty vaakapalkista (C) nimitystä ”juoksu” ja vastaavasti puristussauvasta (E) nimitystä ”solki”. Tässä työssä puhutaan teräsponttiseinärakenteesta, kun tarkoitetaan teräsponttiseinää ja sen tuentarakenteita kokonaisuutena.

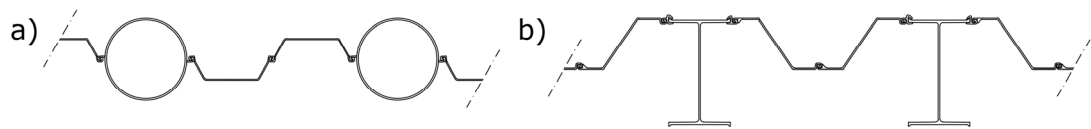
Yleiskaivutasolla tarkoitetaan kaivannon alinta kaivutasoa. Alin kaivutaso on joko kaivannon pohjalle tulevien pysyvien rakenteiden alustäyttöjen alapinta tai kyseisten rakenteiden rakentamisen edellyttämä kaivutaso riippuen siitä, kumpi tasoista on alempana. (RIL 263-2014)



Kuva 1. Kaivannon teräsponttiseinät, joita on tuettu ulko- ja sisäpuolisilla tuennoilla. (Työmaavalokuva, Sipti Oy 2016)

2.1.1 Teräsponttit

Teräspontteina käytetään tavallisesti kuumavalssattuja U- tai Z-profiileja. Valittavissa on myös suorauumaisia profiileja. Kuumavalssattujen lisäksi käytettävissä on verrattain ohuet kylmämuovattut teräsponttiprofiilit. Mikäli tukiseinältä vaaditaan suurempaa jäykkyyttä kuin teräsponteilla saavutetaan, voidaan teräsponttien väleihin asentaa teräksisiä putkipaalu-, palkki- tai koteloprofiileja. Tällöin tukiseinästä käytetään nimitystä combiseinä (katso kuva 2). (RIL 263-2014; SFS-EN 1993-5)



Kuva 2. Esimerkkejä combiseinistä, joissa on käytetty a) teräksisiä putkipaalu- ja b) palkkiprofiileja.

Suunnittelutyössä teräsponttiprofiilia valittaessa tulee kiinnittää huomiota mitoituskestävyyksien lisäksi muun muassa profiilin soveltuvuuteen rakennuskohteen pohjaolosuhteisiin. Teräspontin tulee kestää upotustyöstä siihen kohdistuvat rasitukset. Lähtökohtaisesti teräsponttiprofiilit tulisi valita siten, ettei niitä upotustyötä varten tarvitse vahvistaa esimerkiksi hitsaamalla profiilin uumaan ja laippoihin teräslevyjä. Muun muassa teräsponttiprofiilin muodolla, teräsponttien lyöntijärjestyksellä ja valitulla työmenetelmällä on suuri vaikutus siihen, kuinka mittatarkasti teräsponttiseinä saadaan asennettua suunnitelmien mukaiseen linjaan. Esimerkiksi muodoltaan kapea teräspontti on helpompi upottaa kuin leveä. (Rahikainen, haastattelu 2018)

Yleensä teräspontit asennetaan siten, että ne lukkiutuvat toisiinsa teräsponttiprofiilissa olevien lukkourien välityksellä, mutta ne voidaan asentaa myös limittäinkin (katso kuva 3). Limittäin asennetun teräsponttiseinän jäykkyys on huomattavasti pienempi, koska limittäin asennettuna teräspontit toimivat rakenteessa yksittäisinä palkkeina. U-profiilisista ja suorauumaisista teräsponteista rakennetussa teräsponttiseinässä edellä mainitut lukkoliitokset ovat tukiseinän neutraaliakselilla. Z-profiileista rakennetussa teräsponttiseinässä lukkoliitokset sijaitsevat puolestaan tukiseinän uloimmissa reunoissa. U-profiilisten teräsponttien välillä leikkausvoima voi siirtyä lukkoliitoksissa puutteellisesti ilman erillisiä toimenpiteitä. Tämä pienentää teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyyttä. (RIL 263-2014; SFS-EN 1993-5)



Kuva 3. Teräspontit, jotka on asennettu a) lukkoliitoksiin ja b) limittäin.

Suunnittelussa on huomioitava teräsponttiseinän sallitut sijaintipoikkeamat. Kaivanto-ohjeen (RIL 263-2014) mukaan teräsponttiseinän yläpään sallittu sijaintipoikkeama vaakatasossa saa olla korkeintaan 200 mm ja kaltevuuspoikkeama korkeintaan 5 %. Sekä maahan että veteen asennettujen teräsponttiseinien standardin SFS-EN 12063 mukaiset suositukset ovat tiukemmat verrattuna RIL:n Kaivanto-ohjeeseen. Maahan asennetuilla teräsponteilla yläpään vaakasuuntaisen sijainnin osalta poikkeama saisi standardin mukaan olla korkeintaan 75 mm ja kaltevuus vastaavasti korkeintaan 1 %. Veteen asennetuilla teräsponteilla vastaavat toleranssit standardissa ovat 100 mm ja 1,5 %. Vaikeissa pohjaolosuhteissa standardi sallii 2 % kaltevuuden tietyin ehdoin.

Teräsponttien lukkoliitoksia muokataan pääosin teräsponttiseinän vesitiiviiden tai taivutuskestävyyden parantamiseksi. Lukkoliitokset eivät ilman erillistoimenpiteitä ole vesitiiviitä. Mikäli teräsponttiseinä on rakennettu hienoainespitoisiin maihin ja vedenpaineero tukiseinän eri puolten välillä on pieni, voi teräsponttiseinä olla riittävän vesitiivis

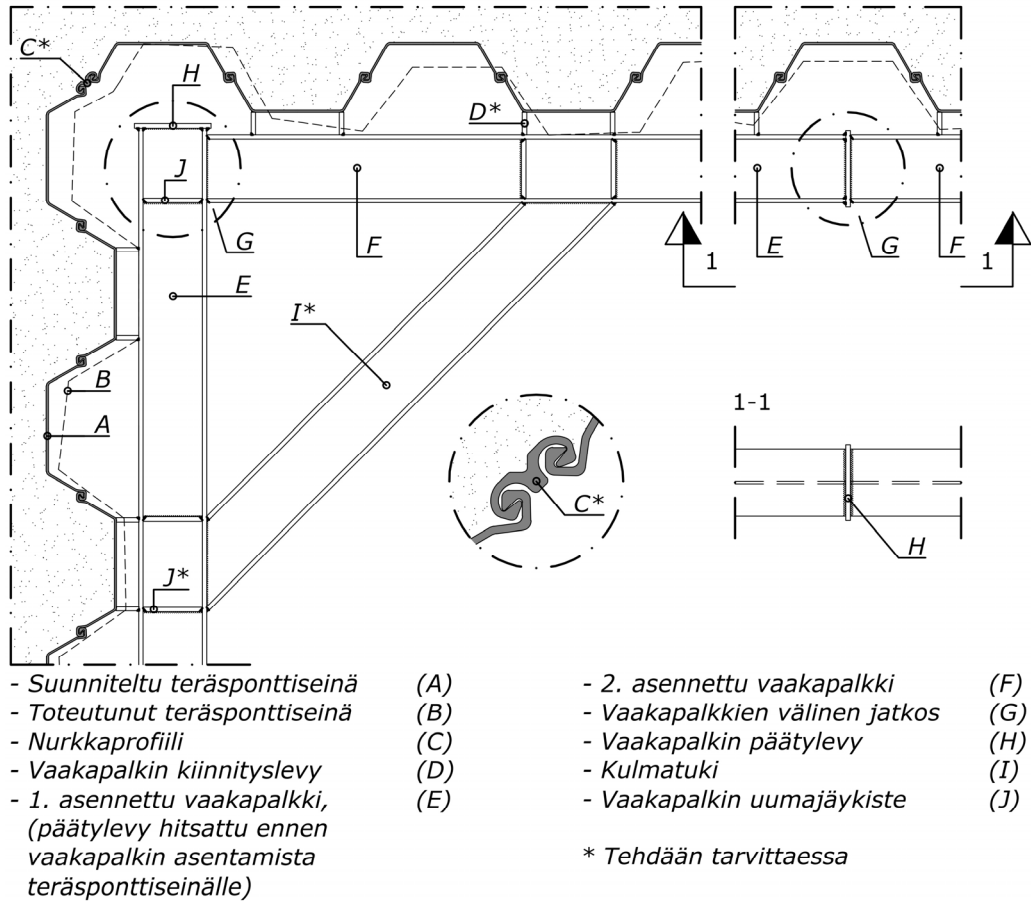
työnaikaisissa olosuhteissa. Muissa tapauksissa lukkoliitosten vesitiiviyyttä parannetaan lukkouriin ennen teräsponttien upottamista asennettavalla tiivistysmassalla. Lisäksi lukkoliitos voidaan hitsata umpeen, jos halutaan varmistaa vesitiiveys etenkin pysyvien tukiseinien tapauksissa. Jos lukkoliitos vuotaa, voidaan esimerkiksi liitoskohdan eteen hitsata teräslevy sekä injektoida teräspontin ja -levyn väli juotoslaastilla. U-profiilisten teräsponttiseinien taivutusmomenttikestävyyttä voidaan parantaa tarvittaessa lukkoliitosten hitsaus- tai puristusliitoksilla olosuhteissa, joissa leikkausvoiman siirtyminen lukkoliitoksissa teräspontin pituussuunnassa ei olisi riittävää. Hitsausaumamat lukkoliitoksissa ovat jatkuvia tai katkohitsejä. Puristusliitoksilla tarkoitetaan teräsponttien liittämistä toisiinsa puristamalla lukkoliitokset kiinni suunnitellun jaon mukaisista puristuskiinnityspisteistä ennen teräsponttien upottamista. Puristuskiinnityspisteiden jäykkyys tulee kokeellisesti tarkistaa. (RIL 263-2014; SFS-EN 1993-5) Rintalan mukaan (haastattelu 2017) Suomessa teräsponttien liittäminen toisiinsa puristusliitoksilla ei ole yleistä.

2.1.2 Vaakapalkit

Tavallisesti vaakapalkkeina käytetään teräksisiä HEB-profiileja. Vaakapalkkeina voidaan käyttää myös esimerkiksi teräspuikprofiileja, teräspontteja tai teräsbetonirakenteita. (RIL 263-2014) Standardissa SFS-EN 1993-5 on esitetty vaakapalkkirakenne, joka on tehty kahdesta vierekkäisestä teräksisestä UPE- tai UNP-profiilista. Kyseisessä vaakapalkkirakenteessa UPE- tai UNP-profiilit on asennettu ankkurin tai vetotangon molemmiin puoliin. Standardissa esitetty vaakapalkkirakenne ei ole Suomessa yleinen.

Vaakapalkit suunnitellaan tyypillisesti tukitason tukipisteiden väleille jatkuvaksi paliksi. Palkkien jatkoskohdissa on usein porrastusta pysty- sekä vaakasuunnassa johtuen teräsponttiseinän sijaintipoikkeamista. Vaakapalkkien porrastukseen vaikuttaa myös maanpinnan ja mahdollisen kalliopinnan korkeusvaihtelut teräsponttiseinän pituussuunnassa. Yksi tapa liittää vaakapalkkien päät toisiinsa on hitsata teräslevy palkkien päiden väliin. Suunnitelmissa tulee kertoa suurin sallittu porrastus kyseiselle jatkokselle ja esittää tarvittaessa jatkosdetalji toteutuksesta, jos porrastus on suurempi. Rakenneteknisesti edullisin kohta jatkoksille on lähellä taivutusmomentin nollakohtaa. Nollakohta sijaitsee käytännössä neljännes tukipisteiden välisestä etäisyydestä tukipisteeltä vaakapalkin kenttään päin. (RIL 263-2014) Teräsponttiseinien nurkissa vaakapalkit voidaan liittää toisiinsa hitsaamalla toinen palkeista kiinni toisen kaivannon puoleiseen laippaan sekä vahvistamalla liitosta teräslevyistä tehdyillä uumajäykisteillä ja päätylevyllä.

Nurkkakohdissa on usein teknisesti ja taloudellisesti kannattavaa käyttää kulmatukia etenkin sisäpuolisesti tuetuissa kaivannoissa, koska kulmatuki pienentää merkittävästi vaakapalkkien jännevälejä. Kulmatuki vaatii tilaa nurkka-alueilla, mikä tulee huomioida kaivannon suunnittelussa. (RIL 181-1989) Ulkopuolisesti tuetuissakin kaivannoissa kulmatuilla voidaan saada ankkurointimääriä pienemmiksi. Tyypilliset vaakapalkkien väliset jatkokset ja mahdollinen teräsponttiseinien välisen nurkan kulmatuki on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Vaakapalkkien välisiä jatkoksia ja kulmatuki teräsponttiseinien välisessä nurkassa.

Vaakapalkit kiinnitetään ja kiilataan teräsponttiseinään suunnitelmien mukaisesti. Toteutuksen tulee olla sellainen, että kuorma välittyy tasaisesti teräspontilta vaakapalkille. Ankuroinnin kohtaa lukuun ottamatta kiilauksessa voidaan käyttää teräksestä, puusta tai muovista tehtyjä levyjä tai kiiloja. Betonilla tai sementtilaastilla täytettyjä säkkejä voidaan myös käyttää, mutta niiden käyttäminen on Suomessa hyvin harvinaista. (SFS-EN 12063) Kiilattava väli on teräsponttiseinän sijaintipoikkeamista johtuen tyypillisesti 0-200 mm. Kiilaus on tehtävä vähintään joka toisen teräspontin kohdalta (RIL 263-2014). Mikäli teräspontin ja vaakapalkin välisellä liitoksella on tarve välittää pystykuormia vaakakuormien lisäksi, voidaan niiden välille hitsata teräspontin pituussuuntaiset teräslevyt teräsponttiprofiilien kaivannon puoleisiin taitekohtiin. Kyseisestä liitoksesta on hyötyä käytännössä ankkurin kiinnitysrakenteen välittömässä läheisyydessä.

Hitsausseamat toteutetaan yleensä työmaalla. Sekä vaakapalkkien keskinäisten että vaakapalkkien ja teräsponttien välisten liitosten hitsattavat saumat tulisi suunnitella siten, että ne ovat toteutettavissa palkin päältä (RIL 263-2014). Kaivannon rakentamisen työjärjestyksestä johtuen vaakapalkin alapuolella ei yleensä ole työtilaa hitsausseamojen tekemiselle. Kujansuun mukaan (haastattelu 2018) vaakapalkit ankkurin kiinnitysrakenteineen on mahdollista esivalmistaa konepajalla, jolloin työmaaolosuhteissa tehtävän hitsaustyön määrä on vähäisempi. Kyseinen esivalmistus edellyttää, että tukiseinä on asennettu

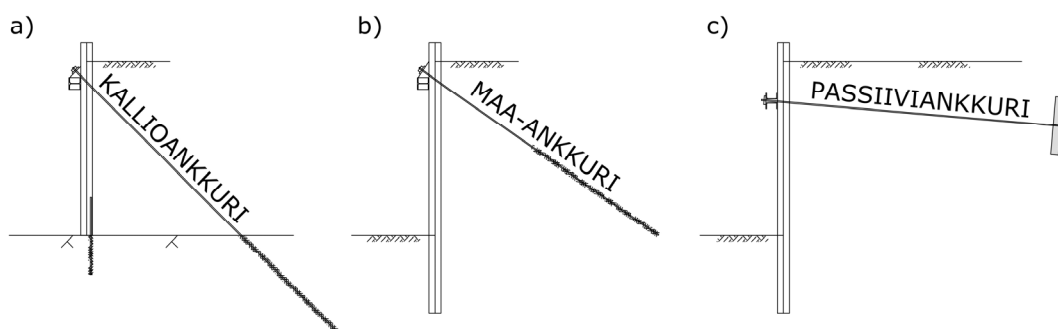
asennustoleranssien mukaisesti, jolloin tukiseinän sijainnin tarkemittauksen jälkeen voidaan laatia konepajasuunnitelmat.

2.1.3 Ulkopuoliset tuennat

Laajat kaivannot, joissa tukiseinät on tarpeen tukea usealta tasolta, ovat tyypillisesti tapauksia, joissa käytetään ulkopuolisena tuentana ankkurointia. Ulkopuolisessa tuennassa vältetään muuta rakentamista haittaavilta kaivannon sisäpuolisilta tukirakenteilta ja tuentatapa on yleensä teknisesti yksinkertaisempi ratkaisu etenkin laajoissa kaivannoissa. (RIL 263-2014)

Kaivannon ulkopuolinen tuenta toteutetaan vetoankkurein. Ankkureina käytetään tavallisesti injektoitavia punos- tai tankoankkureita tai läpi-injektoitavia pora-ankkureita. (RIL 263-2014) Tyypillisellä toteutustavallaan tehtynä läpi-injektoitavat pora-ankkurit eivät standardin SFS-EN 1997-1 mukaan lukeudu ankkureihin. Kyseisen standardin mukaan ankkureiksi luokitellaan vain vetoankkurit, joissa on vapaasti venyvä osuus. Tyypillisellä toteutustavalla tehtynä läpi-injektoitavat pora-ankkurit injektoidaan kiinni koko pituudeltaan maahan, kallioon tai molempiin.

Ankkurit voidaan jakaa ankkurointitapansa mukaan maa-, kallio- ja passiiviankkureihin (katso kuva 5). Maa-ankkuri ankkuroituu maakerrokseen, kallioankkuri kallioon ja passiiviankkuri kuormitusta kestävässä rakenteeseen, kuten esimerkiksi teräsbetonirakenteeseen ankkurilaattaan tai teräsponttiin. Ankkureiden tyypilliset asennuskulmat vaakatasoon nähden ovat maa-ankkureilla 45° tai sitä loivempia ja kallioankkureilla yleisimmin 45° . Passiiviankkurit rakennetaan tyypillisesti täysin vaakatasoon tai hyvin loiviin kulmiin. (RIL 263-2014)



Kuva 5. Ulkopuolisen tuennan ankkurityypit ankkurointitavan mukaan jaoteltuna. (perustuu RIL 263-2014)

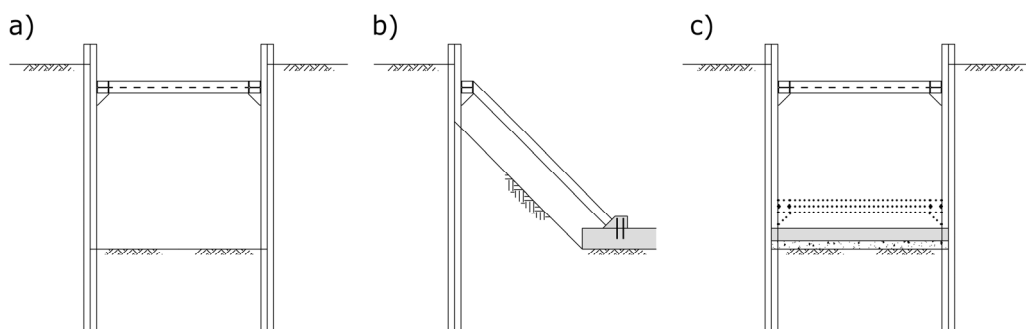
Maa- ja kallioankkurit esijännitetään niille suunniteltuun jättövoimaan, jonka vaakakomponentin suuruus vastaa tyypillisesti tukiseinärakenteen tukipisteen laskennallista mitoitussuoraa. Toisin sanoen jättövoiman vaakakomponentin suuruus vastaa tarvittavaa tukireaktion suuruutta ankkurin kohdalla. Jättövoiman suunnittelussa tulee huomioida muun muassa tukiseinän sallitut siirtymät ja ankkurin jännityshäviöt. Maa- ja kallioankkurit koekuormitetaan (RIL 263-2014), minkä jälkeen ankkuriin jätetään jättövoiman

suuruinen voima. Vaakatasosta poikkeavaan kulmaan asennetut esijännitetyt ankkurit aiheuttavat teräsponttiseinärakenteeseen vaakakuormien lisäksi pystykuormia. Tällöin teräsponttiseinän alapään riittävä pystykantavuus tulee tarkistaa. Passiiviankkurit on vähintään kiilattava huolellisesti tukirakenteeseen.

2.1.4 Sisäpuoliset tuennat

Putkikaivantojen ja kuilumaisten työnaikaisten kaivantojen tuenta toteutetaan tyypillisesti sisäpuolisena tuentana. Putkikaivannot ovat muodoltaan pitkiä ja kapeita kaivantoja. Kuilumaiset kaivannot ovat puolestaan laatikkomaisia ja pinta-alaltaan pieniä. Myös laajoissa kaivannoissa voidaan käyttää sisäpuolista tuentaa, mikäli siitä ei ole liiaksi haittaa kaivantoon tulevien rakenteiden rakentamiselle. Kaivannot, joissa ympäristöolosuhteet eivät salli ulkopuolista tuentatapaa tai teräsponttiseinän alapään pystykantavuus ei riitä ankkurivoimien pystykomponenteille, ovat usein sisäpuolisen tuentatavan käyttökohteita. Vaakasuora sisäpuolinen tuenta ei aiheuta mitoittamisen kannalta merkittäviä pystykuormia tukiseinälle. Riittämätön pystykantavuus ei aina ohjaa tuentatavan valintaa kaivannon sisäpuolisesti toteutettavaksi, vaan riittävä pystykantavuus teräsponttiseinän alapäälle voidaan toteuttaa esimerkiksi kohdassa 2.1.5 esitetyillä ratkaisuilla. Toteutuskustannuksiltaan sisäpuolinen tuentatapa on usein ulkopuolista edullisempi. (RIL 263-2014)

Yleensä sisäpuolinen tuenta toteutetaan HEB-profiileista tai pyöreistä teräsputkiprofiileista tehtyjen puristussauvojen avulla. Tuenta toteutetaan tavallisesti vastakkaisten teräsponttiseinien välille seinältä seinälle (kuvan 6 kohdan a) mukaisesti). Teräsponttiseinä voi lopputilanteessa tukeutua myös kaivannon pohjalle rakennettuun teräsbetonilaattaan. Teräsbetonilaatan rakentaminen vaatii tässä tapauksessa sen välittömään yhteyteen rakennetun väliaikaisen puristussauvatuennan (katso kohta c) kuvasta 6). Kaivantoon tulevista muista rakenteista, kuten esimerkiksi perustuksista, voidaan myös tukea puristussauvojen avulla (katso kohta b) kuvasta 6). (RIL 263-2014)



Kuva 6. Erilaisia kaivannon sisäpuolisia tuentoja. (perustuu RIL 263-2014)

Tukipisteiden väli sisäpuolisissa puristussauvatuennassa tulee suunnitella siten, ettei siitä ole haittaa kaivutyölle ja kaivantoon tulevien rakenteiden toteuttamiselle. Leveissä kaivannoissa tämä johtaa tuennan osalta järeisiin puristussauva- sekä vaakapalkkiprofiileihin. Hyvin pitkät puristussauvat voi olla tarpeen tukea esimerkiksi kaivannon keskeltä, sillä ne voivat tukemattomina nurjahtaa. Puristussauvan kestävyys on oltava riittävä,

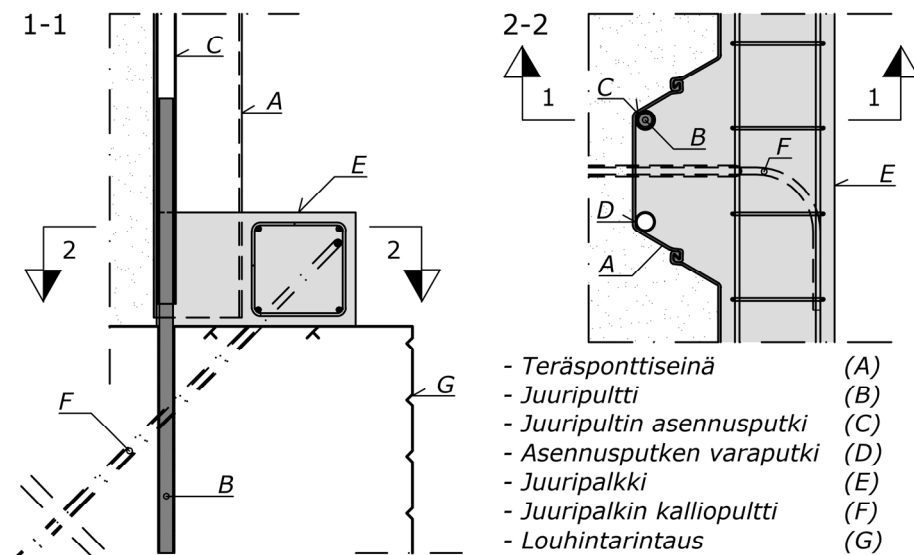
jotta se kestää esimerkiksi työkoneen osuman. Lämpötilakuormat on myös huomioitava pitkiä puristussauvatuentoja suunniteltaessa. Puristussauvojen esijännittämistä tunkkaamalla suositellaan vaativissa kohteissa, joissa teräsponttiseinälle ei sallita siirtymiä tai siirtymien raja-arvot ovat tiukat. (RIL 263-2014)

2.1.5 Alapään tukeminen

Teräsponttiseinän alapää on tuettava vaakakuormia sekä tapauskohtaisesti myös pystykuormia vastaan. Tavallisesti pystykuormia aiheuttavat vaakatasoon nähden kulmaan asennetut esijännitetyt ankkurit, mutta teräsponttiseinää voi rasittaa kohteesta riippuen myös muut pystykuormitukset. Kaivannon olosuhteista riippuen teräsponttiseinä voidaan tukea pystykuormia vastaan riittävän kantavaan maakerrokseen tai kallioon. Vaakakuormia vastaan teräsponttiseinän alapää voidaan tukea yleiskaivutason alapuolisiin maakerrokseen, mikäli maan antama tuki on riittävä. Teräsponttiseinän alapää voi toimia myös ulokkeellisesti alimpaan tukitasoon nähden, jolloin alin tukitaso on verrattain alhaalla. Alapään tuenta vaakakuormia vastaan voidaan toteuttaa kalliopintaan saakka kaivetuissa kaivannoissa suoraan kallioon juuripulttien ja mahdollisen juuripalkin avulla. (RIL 263-2014)

Mikäli kaivannon yleiskaivutason alapuolella teknisesti ja taloudellisesti kannattavalla syvyydellä ei saavuteta riittävää pystykantavuutta, tarvitaan pystykuormille erillinen kuormansiirtorakenne. Jos kantava maakerros sijaitsee syvällä suhteessa suunniteltuun alimpaan kaivutasoon nähden, ankkuroiduilla teräsponttiseinillä on usein teknisesti ja taloudellisesti kannattavaa upottaa ankkureiden kohdilla olevat teräspontit muita syvemälle. Näin saadaan teräsponttiseinälle riittävä pystykantavuus ankkureiden kohdilla, joissa pystykuorma tavallisesti vaikuttaa. (RIL 263-2014) Kujansuun mukaan (haastattelu 2017) tällaisia tapauksia ovat muun muassa paksuihin savikerrokseen tai löyhiin kitka-ankerrokseen tehty maa- tai kallioankerreilla tuetut teräsponttiseinät, joissa tavanomaisilla teräsponttien pituuksilla ei saavuteta riittävää pystykantavuutta. Kyseisissä pohjaolosuhteissa ankkureiden kohdille voidaan asentaa kantavaan maakerrokseen tai kalliopintaan ulottuvat teräspalkit. Mikäli yksimittaiset teräspontit tai -palkit eivät yllä kantavaan maakerrokseen tai kalliopintaan saakka, on niitä mahdollista jatkaa hitsaamalla niihin jatkoskappaleet. Kalliopintaan saakka ulottuvissa kaivannoissa pystykantavuus ei yleensä ole ongelma, kunhan kallio on kiinteää ja rapautumatonta.

Kuvassa 7 on esitetty teräsponttiseinän alapään tuenta kallioon. Teräsponttiseinän alapää voidaan tukea kalliopintaan vaakakuormia vastaan juuripulttien avulla, mikäli kalliopinta on lähellä teräsponttiseinän alapäätä. Jos kaivannolta vaaditaan vesitiiviyyttä tai teräsponttien alapäät eivät yllä kalliopintaan asti, tulee kalliopinnan ja teräsponttiseinän välille tehdä juuripalkki. Juuripalkki voi toimia myös louhintapalkkina. Louhintapalkki on rakennettava, jos kaivannossa tehdään louhintatöitä teräsponttiseinän välittömässä läheisyydessä. (RIL 263-2014; Kujansuu, haastattelu 2017)



Kuva 7. Alapään tuenta kallioon juuripulttien ja juuripalkin avulla.
(perustuu RIL 263-2014)

Juuripultit ovat usein kallioon porattuun reikään tartuntalaastilla juotettavia pyörö- tai harjaterästankoja. Niiden asennus tapahtuu teräsponttiin valmiiksi hitsattujen tai erikseen maahan porattavien asennusputkien kautta. Jos pohjaolosuhteet ovat edulliset, voidaan juuripultit asentaa yksi kerrallaan ilman asennusputkia paljastamalla kalliopinta vain asennettavan juuripultin kohdalta. Juuripalkki on teräsponttiseinään sekä kalliopintaan kiinnivalettu ja kallioon kalliopultituksen avulla kiinnitetty teräsbetonipalkki. Kalliopultit ovat yleensä kallioreikään tartuntalaastilla juotettuja harjaterästankoja tai tankoankku-reita. Kalliopulttikiinnityksellä voidaan samanaikaisesti lujittaa kalliota. (RIL 263-2014)

Teräsponttiseinän ja kalliopinnan välille voidaan tehdä tukiseinärakenne suihkuinjektioimalla, jos teräsponttiseinää ei saada upotettua kalliopintaan saakka. Suihkuinjektioimalla voidaan myös tiivistää teräsponttiseinän alapään ja kalliopinnan väli. Teräsponttiseinän tulee limittyä riittävästi suihkuinjektoidun seinän kanssa. Suihkuinjektioitu seinä ei kestä vetojännityksiä (RIL 263-2014), mikä on huomioitava suunniteltaessa teräsponttiseinän ja suihkuinjektoidun seinän yhdistelmä rakenteita. Huomioitavaa suihkuinjektoidun seinän taivutusmomenttikkestävyyden puuttumisen lisäksi on, ettei sillä voida välittää merkittäviä pystykuormia teräsponttiseinältä ilman erillisiä liitoskohdan kuormansiirtorakenteita. Teräsponttiseinän jatkaminen suihkuinjektoidulla seinällä johtaa yleensä myös lisä-tuennan rakentamiseen *vaakakuormia vastaan* teräsponttiseinän alaosaan suihkuinjektoidun seinäosuuden läheisyyteen. (Kujansuu ja Rintala, haastattelut 2017-2018)

2.1.6 Kaivannon syvyyden rajoitukset

Rajoituksia tuetun kaivannon syvyyden suhteen asettavat muun muassa pohjaolosuhteet sekä tekniset ja taloudelliset syyt. RIL:n Kaivanto-ohjeessa mainitaan ulokkeena toimivien ja yhdeltä tasolta esijännittämättömillä tuilla tuetun tukiseinän käytön rajoituksia. Ulokkeena toimivaa työnaikaista tukiseinää ja yhdeltä tasolta esijännittämättömillä tuilla

tuettua työnaikaista tai pysyvää tukiseinää ei suositella käytettävän hienorakeisissa tai eloperäisissä maakerroksissa, jos maan suljettu leikkauslujuus c_u yleiskaivutason alapuolella on 50 kPa tai alle. Edellä mainituissa tapauksissa siirtymät voivat kasvaa liian suuriksi. Ullokkeena toimivaa pysyvää tukiseinää ei voida toteuttaa hienorakeisiin tai eloperäisiin maakerroksiin yli 2 m syvissä kaivannoissa suurten siirtymien vuoksi. Alle 2 m syvissä kaivannoissa ullokkeena toimivaa pysyvää tukiseinää voidaan käyttää, jos maan suljettu leikkauslujuus c_u yleiskaivutason alapuolella on yli 50 kPa. Kaivannon yleiskaivutason alapuolisia maakerroksia voidaan savisissa pohjaolosuhteissa tarvittaessa vahvistaa esimerkiksi pilari- tai massastabiloimalla (Kujansuu, haastattelu 2018). Työnai-kaisten ullokkeena toimivien tukiseinien toteuttaminen on haastavaa yli 3 m syvissä kaivannoissa hyvissäkin pohjaolosuhteissa (Rahikainen, haastattelu 2017). Kujansuun mukaan (haastattelu 2018) haasteita yhdeltä tai useammalta tukitasolta tuettujen syvien kaivantojen suunnittelulle ja toteutukselle asettavat muun muassa vallitsevat pohjaolosuhteet, pohjavedenpinnan taso ja kaivannon laajuus. Valitun tukiseinätyypin ominaisuuksilla ja soveltuvuudella kohteen pohjaolosuhteisiin sekä rakennettavan tuennan kustannuksilla on suuri vaikutus tuetun kaivannon rakentamisen kannattavuuteen. Esimerkiksi tiheästi toteutettu ankkurointi on teknisesti ja taloudellisesti kannattamaton.

2.2 Teräsponttiseinärakenteen suojaaminen

Teräsponttiseinä ja sen tuennat voi olla tarpeen suojata korroosiota, routaa ja paloa vastaan. Suojaustarve on tapauskohtaista, sillä siihen vaikuttavat monet tekijät. Merkittävimpiä tekijöitä ovat tukiseinärakenteen suunniteltu käyttöikä, hankekohtaiset vaatimukset, pohjaolosuhteet ja rakentamisaika.

2.2.1 Korroosio rakenteessa

Korroosio voi etenkin hyvin ankarissa olosuhteissa vaikuttaa haitallisesti teräsponttiseinärakenteen kestävyysajan varsin lyhyessäkin ajassa. RIL:n Kaivanto-ohjeen ja standardin SFS-EN 1993-5 mukaan teräsponttiseinän ja sen tuennan teräsosien korroosio voidaan huomioida seuraavilla tavoilla:

- ainepaksuuksien kasvattaminen teräsosien osalta
- pintakäsittely (kuumasinkitys, maalaus tai molemmat)
- ainepaksuuksien lisäys ja pintakäsittely yhdessä
- katodinen suojaus suojauslaitteiden kanssa tai ilman
- betonointi tai ruiskubetonointi kaivannon puoleisen pinnan osalta (vaatii yleensä teräsponttiseinän lukkoliitosten hitsauksen umpeen).

Ankkureiden osalta korroosiosuojaustapa riippuu ankkurityypistä. Punos- ja tankoankku-reissa niin sanottu kaksinkertainen korroosiosuojaus toteutetaan useimmiten injektoidulla ankkurin tartuntaosuus profiloidun muoviputken sisään tartuntalaastilla. Venymäosuus injektoidaan tartuntalaastilla tai täytetään korroosiosuojarasvalla sileän

muoviputken sisään. Muoviputkilla suojattu ankkuri injektoidaan porareikään tartuntalaastilla. Injektoitava tartuntalaasti on yleensä portlandsementistä, vedestä ja mahdollisesta paisuttavasta lisäaineesta muodostuva suspensio. Vaatimuksena suspensiolla on mahdollisimman alhainen vesisementtisuhte siten, että massan pumpattavuus säilyy. (RIL 263-2014; SFS-EN 1537) Rahikaisen mukaan (haastattelu 2018) pysyviksi suunniteltujen ankkureiden korroosiosuojaus tehdään Suomessa tällä niin sanotulla kaksinkertaisella korroosiosuojauksella.

RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan läpi-injektoitavat pora-ankkurit suojataan tarvittaessa kierretangon ja jatkosholkin osalta kuumasinkityksellä ja mahdollisella epoksimaalauksella. Korroosiosuojauksella on eroja. Muun muassa läpi-injektoitavia pora-ankkureita valmistava Ischebeck perustelee (Ischebeck 2013) Titan-ankkureidensa soveltuvuutta pysyväkenteiseksi ideaalisella ankkuritangon profiloinnilla. Titan-ankkuritangon kierteistykseen muoto on sellainen, että suurillakin ankkurin jännityksillä ympäröivän tartuntalaastin kohtisuorat halkeamaleveydet pysyvät alle 0,1 mm. Kyseistä halkeamaleveyttä pidetään teräksen korroosion kannalta merkityksettömänä. Ischebeck esittää esimerkiksi kuumasinkityksen olevan tarpeen vain erikoistapauksissa ja aggressiivisissa pohjaolosuhteissa.

Suunnittelijan on tapauskohtaisesti tarkoin harkittava läpi-injektoitavien pora-ankkureiden korroosiosuojauksen riittävyys pysyväkenteisissä ankkureissa. Työmenetelmistä johtuvaa korroosiosuojauksen vaurioitumista ei pystytä todentamaan. Muun muassa ankkuritangon pinnoite saattaa vaurioitua porattaessa ja tartuntalaasti saattaa halkeilla sen suojaavuuden kannalta haitallisesti ankkurin jännitystyöstä johtuen.

2.2.2 Rakenteen routasuojaus

Maanpohjan routaantuminen ja routivuus talviaikaan tuovat vaatimuksia sekä teräsponttiseinän rakentamiselle että sen routasuojaukselle. Jäätynyt pintamaa vaikeuttaa usein teräsponttien upotustyötä, joten se voidaan joutua rikkomaan ja poistamaan kaivamalla teräsponttiseinän linjalta (RIL 261-2013). Routasuojauksen huolellinen suunnittelu on tärkeää, sillä maanpohjan routuminen voi aiheuttaa rakenteiden kestävyyksien kannalta liian suuria pakkovoimia teräsponttiseinärakenteelle. RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan esimerkiksi sisäpuolisesti tuetuissa kaivannoissa tuennan puristussauvat voivat teräsponttiseinän routasiirtymästä johtuen nurjahtaa etenkin leveissä kaivannoissa. Ulkopuolisesti tuetuissa kaivannoissa on määritettävä ankkureiden kannalta turvallinen teräsponttiseinän sallittu siirtymä. Teräsponttiseinän siirtymää on talviaikaan jatkuvasti seurattava. Määritellyn sallitun rajan ylittyminen on estettävä lämmitysjärjestelmän tai routasuojauksen avulla. Routasuojauksen mitoitusperusteita ja -periaatteita on käsitelty kohdassa 3.4.3.

Teräsponttiseinän routasuojaus toteutetaan tavallisesti samoilla eristemateriaaleilla kuin esimerkiksi tavallisen talonrakennuskohteen routasuojauksissa käytetään. Muun muassa suojattavat rakenteen muodosta johtuen levymäisten eristelevyjen asentaminen voi olla

työlästä. Eräs mahdollinen tapa teräsponttiseinän routasuojaukseen on polyuretaaniruis-kutus. Kaivannon ulkopuolella routasuojauksia on toteutettu myös siten, että maanpinnan yläosa on eristetty kevytsoralla. (Kujansuu, haastattelu 2018)

2.2.3 Rakenteen palosuojaus

Palotilanteessa kriittisimpiä kohtia ovat teräsponttiseinän tuennan rakenneosat, kuten vaakapalkit, puristussauvat, ankkureiden kiinnitysrakenteet ja ankkureiden päät. (RIL 263-2014) Teräsponttiseinien osalta etenkin pohjavedenpinnan alapuolinen osuus on varsin edullisissa olosuhteissa paloteknisesti ajatellen. Vesi johtaa tehokkaasti lämpöä teräkseltä maaperään. Pohjavedenpinnan yläpuolisen osuuden pohjaolosuhteiden vaikutus teräsponttiseinän palonkestoon on vaikea arvioida.

Palosuojausmenetelmistä ruiskubetonointi ja betonointi ovat varsin teknisesti ja taloudellisesti kannattavia menetelmiä varsinkin, jos teräsponttiseinärakenne on muodoltaan monimutkainen. Levymäiset suojausmateriaalit voivat olla työläitä rakenteen muodosta johtuen, kuten kohdassa 2.2.2 mainitaan.

3. TERÄSPONTTISEINÄRAKENTEEN MITOITUSPERUSTEET

Tässä luvussa käsitellään teräsponttiseinärakenteen rakennetekniset mitoitusperusteet. Luvussa esitellään teräsponttiseinärakenteen rakennemallit, tasapainotilanne kaatumista vastaan, kuormien ja kuorman vaikutusten ominaisarvojen tulkinta tukiseinälaskentaohjelmiston laskentatuloksista sekä mitoitusarvojen määrittäminen ominaisarvoista. Lisäksi luvussa esitellään teräsponttiseinärakenteen tyypilliset eri rakenneosien rasituskuviot, jatkuvan sortuman estäminen sekä rakenteen suojaaminen. Esimerkkinä tukiseinälaskentaohjelmistosta voidaan mainita tässä työssä käytetty GeoCalc, joka on esitelty kohdassa 3.2.1.

3.1 Teräsponttiseinärakenteen rakennemalli

Teräsponttiseinä suunnitellaan tapauskohtaisesti joko tuetuksi tai ulokkeena toimivaksi. Rakenneteknisen mitoittamisen kannalta tuetun teräsponttiseinän stabiliteetti riippuu pääosin sille rakennettujen tuentojen tukireaktioiden, yleiskaivutason alapuolelle upotetun seinäosuuden tukireaktion ja teräsponttiseinään kohdistuvien kaivannon ulkopuolisten kuormitusten tasapainotilasta. Ulokkeena toimivan teräsponttiseinän stabiliteetti riippuu ainoastaan maan lepo- tai passiivipaineen muodostamasta tuesta yleiskaivutason alapuoliselle seinäosuudelle. (Piling Handbook 2016)

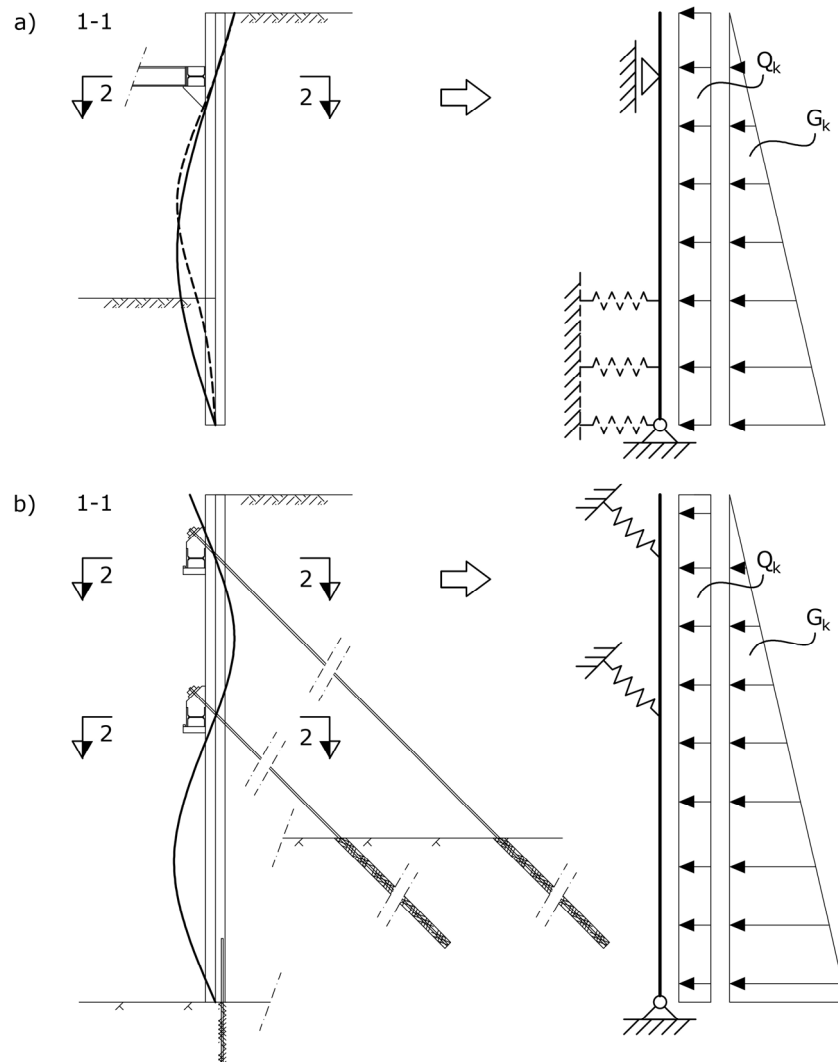
3.1.1 Tuettu teräsponttiseinä

Tuetun teräsponttiseinän rakennemalli rakenneteknistä mitoitusta varten muodostetaan siten, että seinälle rakennettavat tukitasot ovat tukia tai jousia, joissa liike on rajoitettu vain niiden (puristussauvan tai ankkurin) pituussuuntaan nähden. Yksinkertaistetussa laskennassa ankkurit voidaan katsoa tuiksi puristussauvojen tapaan. Tällöin ankkurivoima määritetään tukireaktion suuruuden ja ankkurin asennuskulman perusteella. Tarkemmassa laskennassa ankkureiden jousivakiot määräytyvät ankkurin teräksen kimmokertoimen sekä ankkurin poikkileikkausalan ja venymäpituuden perusteella. Ankkurin venymäpituudella tarkoitetaan ankkurin tartunnattoman osuuden pituutta.

Teräsponttiseinä toimii tukitasojen yli jatkuvana teräsponttien pituussuuntaan nähden kantavana laattana. Rakenneteknisessä mitoituksessa teräsponttiseinän tarkasteluleveytenä käytetään tavallisesti metrin levyistä kaistaa. Teräspontit välittävät myös aksiaalisia kuormituksia. Ylimmän tukitason yläpuolinen osuus teräsponttiseinästä toimii ulokkeellisesti.

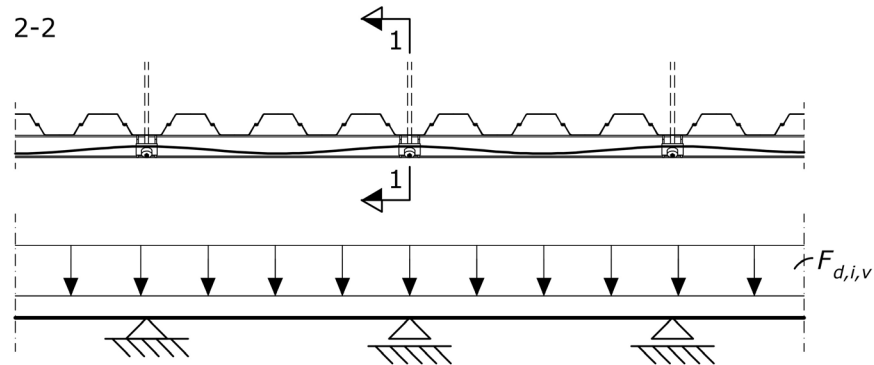
Teräsponttiseinän alapää on tapauksesta riippuen joko nivellellisesti kiinnitetty tai toimii ulokkeellisesti alimpaan tukitasoon nähden. Kaivannon puoleisesta yleiskaivutasosta teräsponttiseinän alapäähän ulottuva tukeva maakerros voidaan huomioida ominaisuuksistaan riippuen jousitukena. Tällöin jousivakioiden arvot määräytyvät maakerrosten ja maassa vallitsevien jännitystilojen perusteella. Teräsponttiseinän alapää ei ole koskaan kiinnitykseltään täysin jäykkä tavanomaisilla rakenneratkaisuilla.

Kuvan 8 kohdassa a) on esitetty yhdeltä tukitasolta puristussauvoilla tuetun ja alapäästään maahan tukeutuvan teräsponttiseinän rakennemalli. Vastaavasti kohdassa b) on esitetty kahdelta tukitasolta ankkurein tuetun ja alapäästään kallioon tukeutuvan teräsponttiseinän rakennemalli. Kuvassa 8 merkintä " G_k " kuvaa pysyvien kuormien osuutta teräsponttiseinään kohdistuvista kuormista ja " Q_k " vastaavasti muuttuvien kuormien osuutta. Kuvassa esitetyt käyrät kuvaavat teräsponttiseinän taipuman muotoa. Katkoviivalla piirretty käyrä kuvaa taipumaa, mikäli kaivannon puoleinen maa antaa riittävän jäykän tuen teräsponttiseinälle.



Kuva 8. Yksinkertaistettuja tuetun teräsponttiseinän rakennemalleja homogeenisessa maaperässä. Liittyy kuvaan 9.

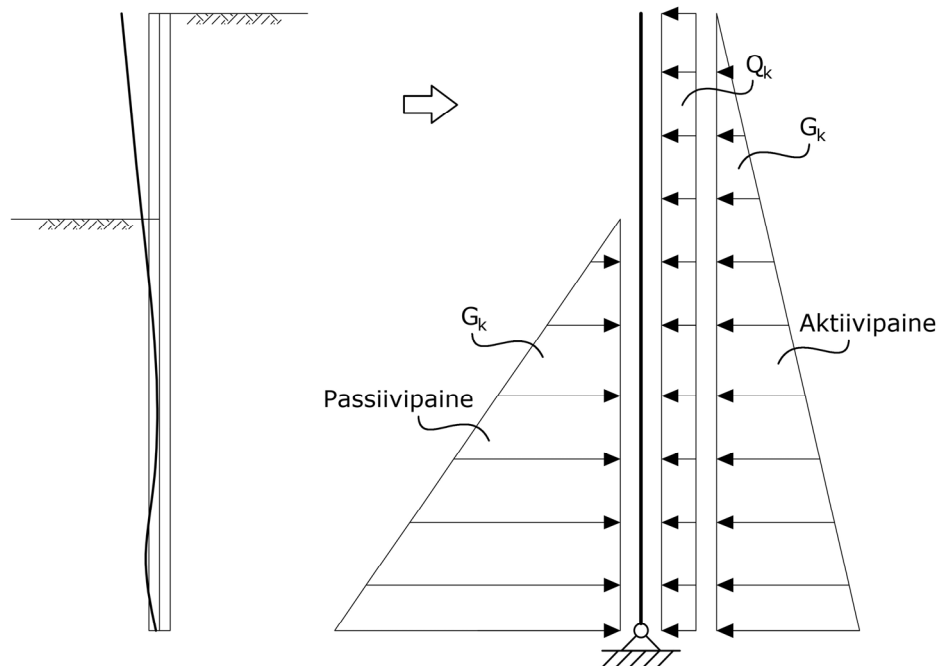
Tukitasolla vaakapalkit toimivat yleensä koko teräsponttiseinän pituisena jatkuvana palkkina tukien (ankkureiden tai puristussauvojen) yli. Teräsponttiseinien välisissä nurkkakohdissakin tukitasojen samalla korkeudella olevat vaakapalkit voidaan liittää momenttijäykästi toisiinsa. Vaakapalkit siirtävät kuorman teräsponteilta vaakasuunnassa tukitason tuille. Kuvassa 9 on esitetty tukitason tyypillinen rakennemalli, jossa vaakapalkit on mallinnettu jatkuvana moniaukkoisena palkkina.



Kuva 9. Jatkuvan vaakapalkkirakenteen rakennemalli. Liittyy kuvaan 8.

3.1.2 Ulokkeellinen teräsponttiseinä

Ulokkeena toimivan teräsponttiseinän stabiilius on riippuvainen ainoastaan kaivannon sisä- ja ulkopuolisten maan- ja vedenpaineiden sekä muiden kuormitusten momenttitasapainoehdosta (katso kuva 10). Rakenneteknisen mitoittamisen näkökulmasta ulokkeellinen teräsponttiseinä on tuettua yksinkertaisempi, sillä tuentojen mitoittaminen jää kokonaan pois tarkasteluista.



Kuva 10. Ulokkeellisen teräsponttiseinän yksinkertaistettu rakennemalli homogeenisessä maaperässä.

3.2 Kuormat ja kuormien vaikutukset

Tukiseinän rakenneteknisessä mitoittamisessa huomioidaan kaikki tukiseinään vaikuttavat kuormitukset. Tavallisesti kuormituksia tukiseinärakenteeseen aiheutuu maan- ja vedenpaineesta sekä kaivannon ulko- ja sisäpuolisista pintakuormista. Lisäksi on huomioitava mahdolliset värinä-, törmäys-, lämpötila-, jäätymis- ja jääkuormat sekä ankkurivoimat. Vedenpaine voi olla pohjavedenpainetta tai avovesissä vapaan veden painetta. (SFS-EN 1997-1; RIL 263-2014)

Ohjeita muun muassa maan- ja pohjavedenpaineen sekä pintakuormien tukiseinille aiheuttamien kuormitusten käsinlaskentaan on esitetty muun muassa RIL:n Kaivanto-ohjeessa. Usein laskenta suoritetaan tukiseinä-laskentaohjelmistolla, kuten esimerkiksi Civilpoint Oy:n GeoCalc-laskentaohjelmistolla (GeoCalc asennussivusto).

Maanpaine ja pohjavesi

RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan tukiseinää kuormittavaa maanpainetta sanotaan aktiiviseksi maanpaineeksi, joka vaatii muodostuakseen tukiseinän siirtymän kaivantoon päin. Jos tukiseinä on täysin siirtymätön, vaikuttaa siihen maanpaine, jota kutsutaan lepopaineeksi. Lepopaine on aktiivista maanpainetta suurempi. Kaivannon puolella yleiskaivutason alapuolella vaikuttaa tukiseinää tukeva maanpaine, jota sanotaan passiiviseksi maanpaineeksi. Passiivinen maanpaine on lepopainetta suurempi ja vaatii muodostuakseen tukiseinän siirtymän sitä tukevaa maata kohti. Passiivipaineen mobilisoituminen edellyttää aktiivipaineeseen verrattuna suurempia siirtymiä.

Maanpaineen laskennassa huomioidaan maanpinnan kaltevuus, pohjaolosuhteet, pohja- ja orsivesi, kaivuvaiheet sekä mahdollinen ylikaisu. Ylikaisuulla tarkoitetaan mahdollista toteutuneen kaivun ulottumista suunniteltua yleiskaivutasoa alemmalle tasolle. Laskelmissa tämä huomioidaan yleisesti alentamalla kaivutasoa korkeintaan 0,5 m kaivannon sisäpuolella. Pohja- ja orsivesistä tulee ottaa huomioon niiden korkeusasemat ja vaihteluvälit tukiseinän käyttöaikana sekä virtaustilat. Tukiseinärakenteen liikemahdollisuudet, jäykkyys, muoto ja asento otetaan myös huomioon maanpaineen laskennassa. Muun muassa tukiseinän tuentatavalla on vaikutus maanpaineen jakautumiseen ja suuruuteen seinän korkeussuunnassa. (SFS-EN 1997-1; RIL 263-2014)

Kohteen pohjaolosuhteista laaditaan geotekninen maaperämalli, jossa huomioidaan maakerrosten rajat, lujuusparametrit ja tilavuuspainot sekä pohjavedenpinta. Pohjatutkimustulokset esitetään pohjatutkimusraportissa, joka koostuu pohjatutkimusselostuksesta ja -piirustuksista. (RIL 263-2014) RIL:n *Geoteknisen suunnitteluohjeen* (RIL 207-2017) mukaan on suositeltavaa määrittää maakerrosten lujuus- ja muodonmuutosparametrit laboriokokein, jos tukiseinärakenteen ja maan yhteistoiminta mallinnetaan siirtymien laskentaa varten. Vaihtoehtoisesti geosuunnittelijan harkinnan mukaan maakerrosten lujuus- ja muodonmuutosparametrit sekä tilavuuspainot voidaan arvioida perustuen esimerkiksi

Liikenneviraston julkaiseman ohjeen *Tien geotekninen suunnittelu* (LiVi 10/2012) liitteissä esitettyihin taulukoihin. Veden tilavuuspaino on mitoittamisen kannalta riittävällä tarkkuudella kaikissa olosuhteissa 10 kN/m^3 .

Tiivistystyö

Jos tukiseinän vieressä tehdään täyttötöitä, on huomioitava täyttöjen tiivistämisen aiheuttama lisäpaine maanpaineeseen ja tiivistysmenetelmä, jota käytetään. Tähän lisäpaineeseen vaikuttavat käytetty tiivistysenergia, tiivistettävä kerrospaksuus ja tiivistyslaitteen kulkureitti. Tavallisesti lisäpaine vaikuttaa tukiseinän yläosaan ja se ei voi olla suurempi kuin passiivipaine. (SFS-EN 1997-1; RIL 263-2014)

Avovesi ja jääkuorma

Mikäli tukiseinä rajoittuu avoveteen, huomioidaan vedenpaine vedenpinnan vaihteluvälin rajoissa ja lisäksi aaltovaikutus. Talviaikaan avovesissä tukiseinään kohdistuu myös jääkuorma. Heijastuvista aalloista aiheutuvien kuormien ja jääkuormien suuruus arvioidaan kohteen ilmastollisten ja hydraulisten olosuhteiden perusteella. Jään aiheuttaman staattisen kuormituksen suuruuteen vaikuttaa jääkerroksen paksuus, jään alkulämpötila lämpenemisen alkaessa ja lämpötilan nousunopeus. (SFS-EN 1997-1; RIL 207-2017; RIL 263-2014) Ohjeita jääkuormien laskentaan on esitetty muun muassa RIL:n julkaisussa *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Vesirakenteet* (RIL 201-3-2013).

Jäätymiskuorma

Kaivannon ulkopuolisten maakerrosten ollessa routivia, tulee routimisesta aiheutuvat kuormitukset ja siirtymät huomioida tukiseinän mitoituksessa. Jäätyneen maan sulamisella on suuri vaikutus maakerroksien mitoitusparametreihin. Tukiseinän takana olevien maakerrosten routimisen tai jäätymisen vaikutusten arvioimiseksi ei ole ohjeissa tai standardeissa esitetty laskentakaavoja. Tämän vuoksi on turvallisinta rakentaa routasuojaus estämään tukiseinän taustan jäätyminen, jos jäätymisellä on vaikutusta tukiseinärakenteen toimintaan. (RIL 263-2014)

Pintakuorma

Kaivannon ulkopuoliset pintakuormat tulee huomioida tukiseinärakenteen mitoituksessa. Pintakuormiin luetaan muun muassa alueella sijaitsevat rakennukset, kaivannon reunalle nostetut kaivumaat ja rakennustarvikkeet, alueella vaikuttavat nosturit ja muut työkonet sekä muu liikenne. Ajoneuvot ja nosturit voivat olla liikkeessä tai pysäköityjä. Pintakuorman muoto ja sen etäisyys tukiseinästä sekä tukiseinän jäykkyys vaikuttavat pintakuormasta aiheutuvan maanpaineen jakautumiseen tukiseinälle. (SFS-EN 1997-1; RIL 263-2014) Pintakuormia käsitellään tukiseinärakenteiden mitoituksessa kuorman aiheuttajasta

riippuen joko pysyvänä tai muuttuvana kuormana. Esimerkiksi tukiseinän takana kaivannon ulkopuolella sijaitsevat rakennukset mallinnetaan tukiseinän geoteknisessä laskennassa kuten muuttuviin kuormiin lukeutuvat ajoneuvot ja nosturit. Kuormayhdistelmissä rakennukset käsitellään pysyvien kuormien osavarmuusluvuilla. Ajoneuvot ja nosturit käsitellään puolestaan muuttuvien kuormien osavarmuusluvuilla.

Lämpötilakuorma

Normaaleista rakenteen käytön aikaisista lämpötilamuutoksista aiheutuvat kuormitukset arvioidaan tapauskohtaisesti. Teräksen lämpölaajeneminen aiheuttaa liikettä rajoitettaessa pakkovoimia tukiseinärakenteisiin. Vaakapalkkeihin ja puristussauvatuentoihin voi liikettä rajoitettaessa syntyä suuriakin pakkovoimia. Muun muassa tukiseinän pituudella, nurkkaliitoksilla ja tuetun maan jäykkyydellä on suuri vaikutus pakkovoimien suuruuteen. Lämpötilakuormia käsitellään standardissa SFS-EN 1991-1-5. Palotilanne eroaa normaalilämpötilamitoituksesta ja sitä on käsitelty kohdassa 3.4.4.

Tärinä

Jos tukiseinärakenne tai maa ovat alttiina tärinöille, tulee tärinän vaikutukset huomioida mitoituksessa. Tärinää aiheuttavat louhinta-, paalutus- ja muut pohjarakennustyöt, raskas liikenne sekä muut voimakkaat tärinälähteet. Tärinän vaikutus maanpaineeseen määritellään huomioiden maakerrosten ominaisuudet, tärinän laatu ja tärinälähteen etäisyys. Ellei muuta laskentatapaa käytetä, pienennetään passiivista maanpainetta 25 % ja maanpaine aktiivipaineen puolella mitoitetaan lepopaineena. (RIL 207-2017)

Törmäyskuorma

Törmäyskuormia tukiseinärakenteeseen voivat aiheuttaa esimerkiksi työkonet, muu liikenne, jäälautat ja aallot. Törmäyskuorman suuruuteen vaikuttavat törmäävä massa, törmäysnopeus sekä tukiseinärakenteen ja erilaisten törmäysesteiden absorboima eli itseensä pidättämä energia. (SFS-EN 1997-1) Moni törmäystilanne, kuten esimerkiksi liikenteen aiheuttama, luetaan onnettomuustilanteeksi. Jäälauttojen ja aaltojen aiheuttamat törmäykset eivät ole luonteeltaan onnettomuustilanteita.

Taulukossa 1 on esitetty standardin SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaiset ajoneuvon törmäyksestä ajoväylän vieressä tai yläpuolella olevia rakenteita tukeviin rakeneosiin aiheutuvat ohjeelliset ekvivalentit staattiset mitoitukskuormat koskien talorakenteita. Kyseissä standardissa on esitetty ohjeet eri tilanteiden törmäyskuormien arviointiin. Kuormat F_{dx} ja F_{dy} eivät vaikuta samanaikaisesti. Mikäli ajoneuvojen pääsy alueelle on estetty, eivät taulukon 1 arvot ole voimassa. Liikenneviraston kohteita koskien on esitetty ohjeet törmäyskuormien arviointiin julkaisussa *Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI I* (LiVi 24/2017). Ohjeet törmäyskuormien määrittämiseen löytyvät tie-, raide-

ja laivaliikenteen osalta. Lähtökohtaisesti törmäyskuormien ja niiden vaikutusten arvioinnin menettelystä voidaan sopia hankekohtaisesti.

Taulukko 1. Ohjeellisia törmäyskuorman mitoitusarvoja ajoneuvojen törmäyksestä talorakenteisiin. (SFS-EN 1991-1-7 NA)

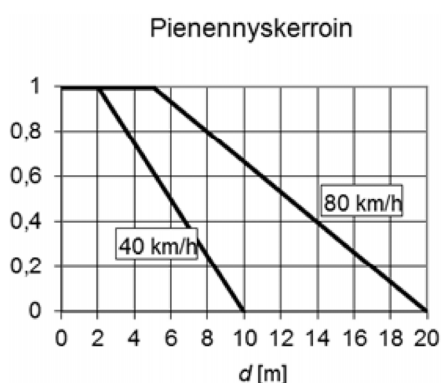
Liikenteen luokka	Kuorma	Kuorma
	F_{dx}^a [kN]	F_{dy}^a [kN]
Moottoritiet sekä tiet ja kadut, joilla suurin sallittu ajonopeus on $v \geq 80$ km/h	1100	550
Tiet ja kadut, joilla suurin sallittu nopeus on $50 \text{ km/h} \leq v < 80 \text{ km/h}$	825	410
Tiet ja kadut, joilla suurin sallittu nopeus on $v < 50 \text{ km/h}$	550	275
Pihat ja autotallit, joihin: henkilö- ja pakettiautot pääsevät kulkemaan ^b kuorma-autot ^c pääsevät kulkemaan ^b	25 75	25 75

^a x = normaali liikenteen suunta ja y = normaalin liikenteen suuntaa vastaan kohtisuoraan.

^b Jos piha-alueen ajoneuvoliikenteelle tarkoitetun osan reunan ja rakenteen vaakasuora välimatka on vähintään 2,0 m, ei rakennetta tarvitse mitoittaa törmäyskuormalle.

^c Termi "kuorma-auto" tarkoittaa ajoneuvoja, joiden suurin bruttopaino on yli 3,5 tonnia.

Taulukon 1 eri liikenteen luokkien törmäyskuorman mitoitusarvo voidaan kertoa kuvasta 11 saatavalla pienennyskerroimella alueilla, joissa ajonopeus on alle 80 km/h. Etäisyys d on mitta lähimmän ajokaistan keskilinjasta tarkasteltavaan rakenneseosaan. Nopeuksien 40 km/h ja 80 km/h väliset arvot interpoloidaan lineaarisesti. Mitoituskuorman on oltava vähintään edellä olevan taulukon kohdan "Pihat ja autotallit" kuorma-autoa koskevien vaatimusten mukainen.



Kuva 11. Törmäyksen mitoituskuorman pienennyskerroin liikenteen luokassa tiet ja kadut ($v < 80$ km/h) talorakenteille. (SFS-EN 1991-1-7 NA)

Ankkurointi

Esijännitetyillä ankkureilla tuetun tukiseinän mitoituksessa on huomioitava ankkurin hyväksyntäkokeen koekuormitus, jossa ankkuri jännitetään selvästi sen mitoitusvoimaa suuremmalle voimalle. Koekuormituksella varmistetaan jokaisen ankkurin käyttökelpoisuus suunnitellulle mitoitusvoimalle. (SFS-EN 1997-1; RIL 263-2014) Koevetovoimasta aiheutuvat rasitukset kohdistuvat kriittisimmin tukiseinälle rakennettavaan ankkurin kiinnitysrakenteeseen.

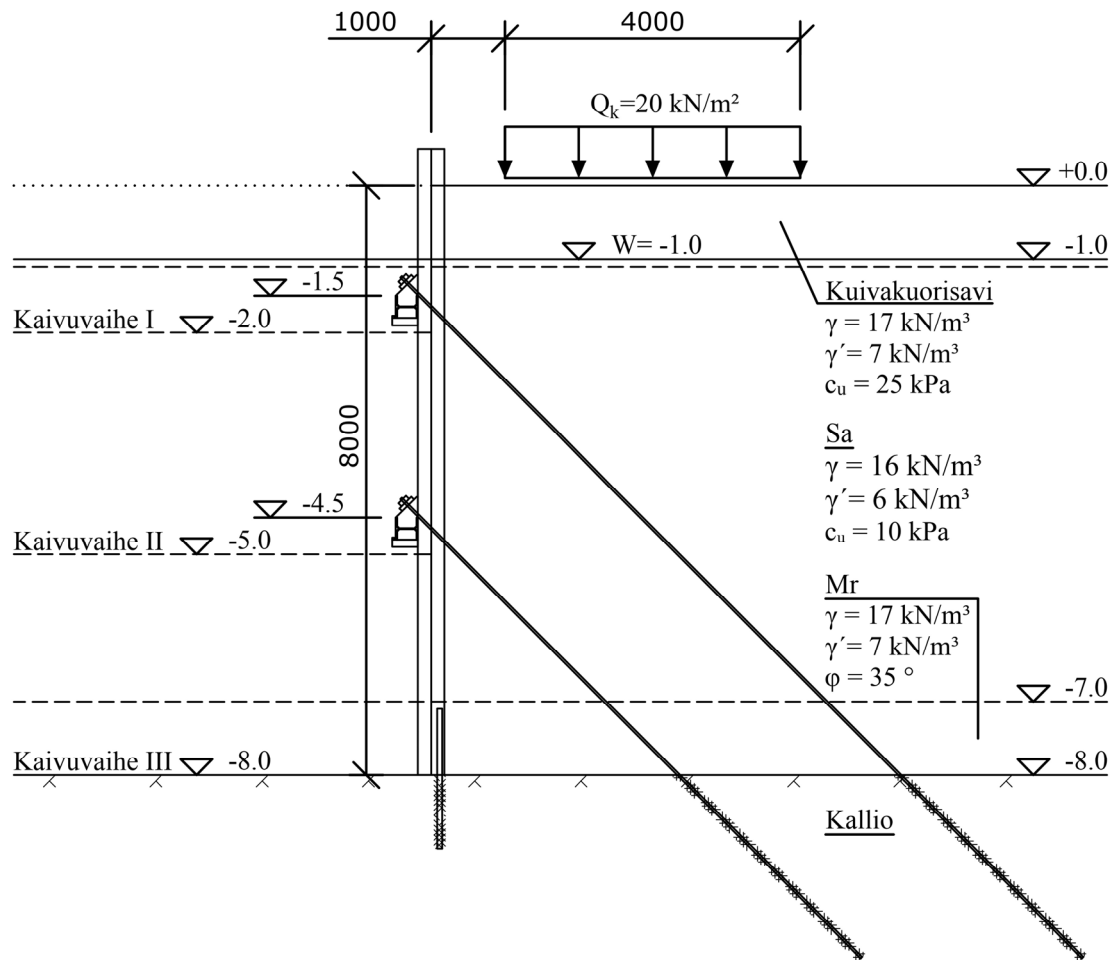
Koekuormitus tehdään ennen ankkurin jännittämistä suunniteltuun jättövoimaan. Jättövoimalla tarkoitetaan ankkuriin jätettävää voimaa, joka on tyypillisesti 60-90 % ankkurin laskennallisesta mitoitusvoimasta. Jättövoiman suuruus tulee arvioida siten, että siirtymät tukiseinärakenteessa ja sen välittömässä ympäristössä olisivat mahdollisimman pieniä. Jos sallitut siirtymät ovat raja-arvoiltaan hyvin tiukat tai siirtymiä ei sallita lainkaan, voi jättövoima olla edellä mainittua suurempi. Vastaavasti jättövoima voi olla pienempikin, jos kaivannon ympäristölle sallitaan suurempia muodonmuutoksia. (RIL 207-2017)

3.2.1 Kuormien ja kuorman vaikutusten ominaisarvot

Teräsponttiseinärakenteen mitoituksen lähtötietopiirustuksessa esitetään geotekninen laskentamalli, jota mitoituksessa käytetään. RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan tähän piirustukseen merkittäviä asioita ovat muun muassa:

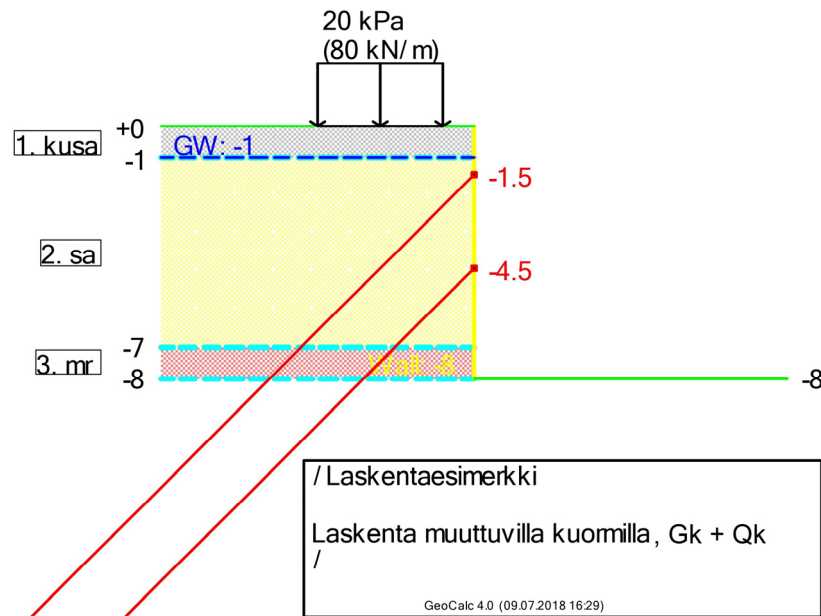
- geoteknisten maakerrosten rajat, lujuusparametrit ja tilavuuspainot
- pohja- ja orsivedenpinnat
- avovesissä vapaan vedenpinnan tasot, kuten keskiyli- ja keskialivesi
- kaivantoon rakennettavat tukiseinärakenteet ja luiskat
- tukiseinälle rakennettavat tukitasot ja niitä vastaavat kaivutasot
- putkikaivannoissa rakennettavan kaivannon poikkileikkausmitat
- ulkoiset kuormat sekä niiden sijainnit ja suuruudet.

Kuvan 12 lähtötietopiirustuksessa on esitetty esimerkki tiehen rajoittuvasta savikolle rakennettavasta työaikaisesta tukiseinärakenteesta. Liikennekuorman ominaisarvoksi Q_k on asetettu 20 kN/m² yksinkertaistuksen vuoksi, sillä esimerkissä keskitytään tukiseinän rakennetekniseen mitoittamiseen. Maantieliikenteen kuorma määritetään todellisuudessa Liikenneviraston *Geotekninen suunnittelu – NCCI 7, Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeen* (LiVi 13/2017) kohdan 4.5.1 mukaan. Ajoneuvoliikenteestä aiheutuva mahdollinen törmäyskuorma teräsponttiseinän yläpäähän on minimoitu laskemalla alueen ajonopeuksia sekä rakentamalla törmäysetteet ajokaistan ja teräsponttiseinän välille. Kuvan 12 lähtötietopiirustuksen mukaisen tuetun kaivannon geotekninen laskenta on suoritettu Civilpoint Oy:n GeoCalc-laskentaohjelmistolla (GeoCalc asennussivusto). Kyseinen laskenta toimii *tässä työssä* teräsponttiseinän ja sille rakennettavan tuennan rakenneteknisen mitoituksen lähtötietona.



Kuva 12. Mitoituksen lähtötietopiirustus tuetulle kaivannolle. Liittyy kuvan 8 kohtaan b).

Laskenta on suoritettu yhteensä neljään kertaan. Ensin maan- ja pohjavedenpainheet sekä niiden vaikutukset on laskettu kaikilla kuormilla ja sen jälkeen ilman liikennekuormaa. Näin saadaan eroteltua muuttuvan kuorman osuus. Tarkastelut jatkuvan sortuman estämiseksi on tehty *pysyvillä kuormilla* siten, että tukiväli on laskentakohtaisesti kaksinkertaistettu ensin tukitasolla 1 (korkeusasemalla -1.5) ja sitten tukitasolla 2 (korkeusasemalla -4.5). Muuttuvan kuorman osuus näissä tarkasteluissa on oletettu merkityksettömäksi joh-tuen kuorman luonteesta. Edellisessä kuvassa (kuva 12) esitetyistä lähtötiedoista on tehty GeoCalc-laskentaohjelmistoon kuvan 13 mukainen geotekninen laskentamalli.



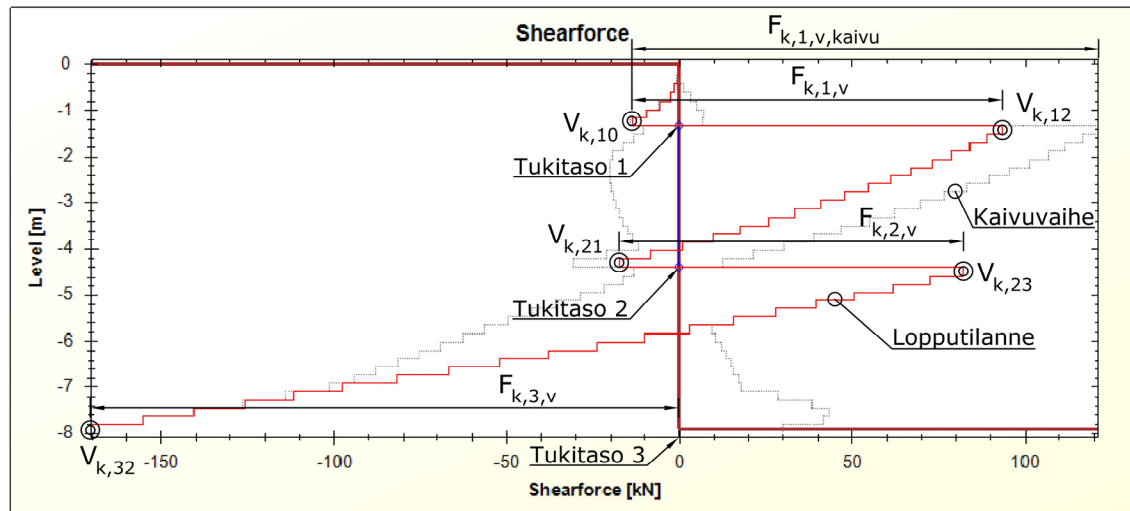
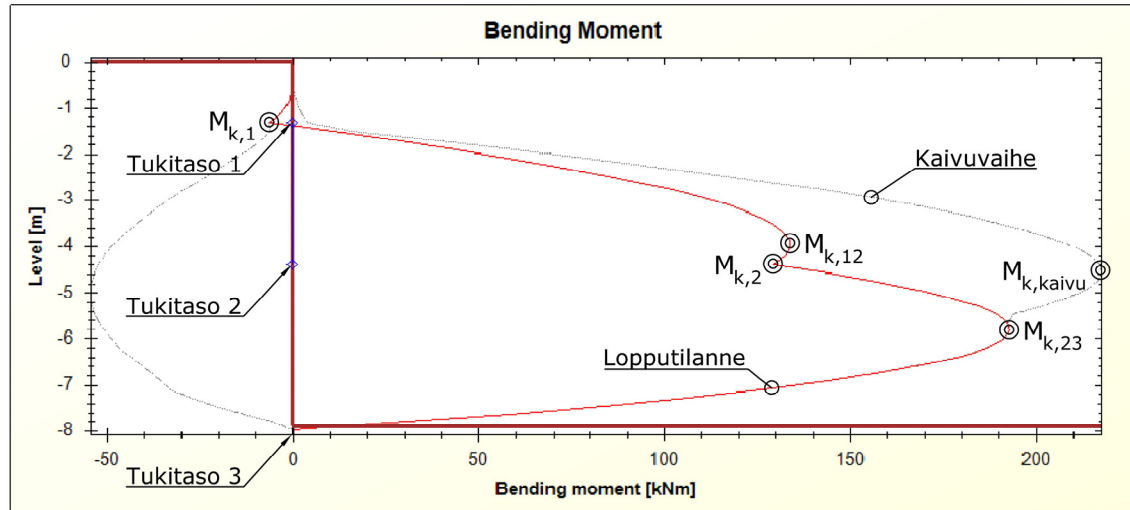
Kuva 13. Mitoituksen lähtötietopiirustuksen (kuva 12) perusteella tehty laskentamalli GeoCalc-laskentaohjelmistossa.

GeoCalc-laskentaohjelmisto laskee muun muassa ohjelmistoon syötetyn geometrian, maaparametrien, ulkoisten kuormien, ankkureiden geometrian ja ominaisuuksien sekä tukiseinän ominaisuuksien perusteella tukiseinään kohdistuvat kuormitukset ja kuorman vaikutukset *metrin levyiselle kaistalle* elementtimenetelmällä. Ankkurivoimat ohjelmisto laskee asetetun ankkurijaon mukaan. Ohjelmisto huomioi laskentatulokset eri kaivuvaiheiden väliltä ja lopputilanteessa. (GeoCalc teoria) Tässä luvussa käsitellyt laskentatulokset on esitetty kokonaisuudessaan liitteessä A.

Kuvassa 14 on esitetty laskentaohjelmistosta saadut teräsponttiseinän taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot, kun laskenta on suoritettu kaikilla kuormilla " $G_k + Q_k$ " käyttäen niiden ominaisarvoja. Kuvaa on havainnollistettu merkintöjen avulla. Merkintöjen selitteet ovat taulukon 2 yhteydestä.

Calculation Graphs Excavation Level -7.91 m

/Laskentaesimerkki

 Laskenta muuttuvilla kuormilla
 = $G_k + Q_k$
 /
 GeoCalc 4.0 (09.07.2018 16:22)


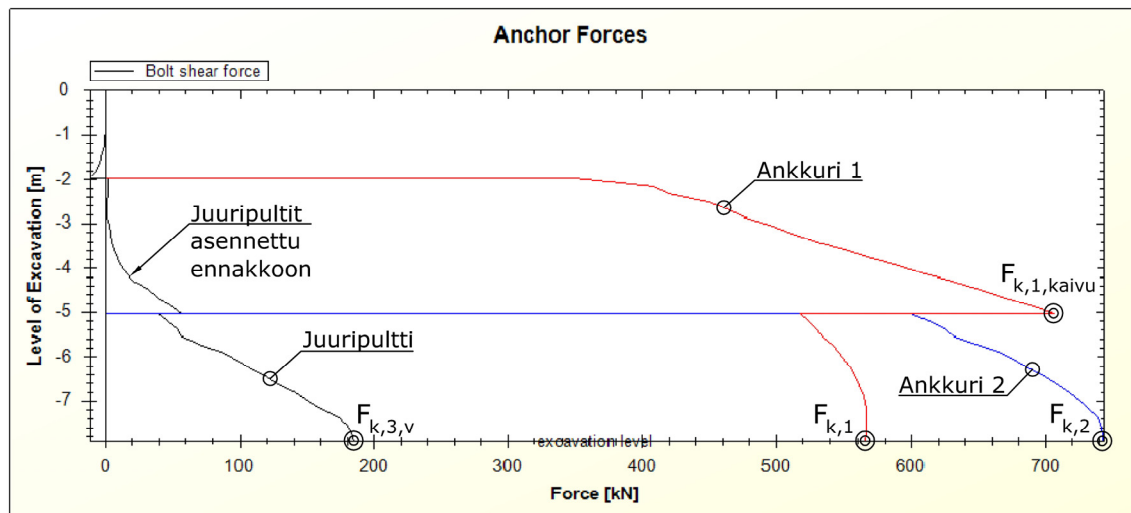
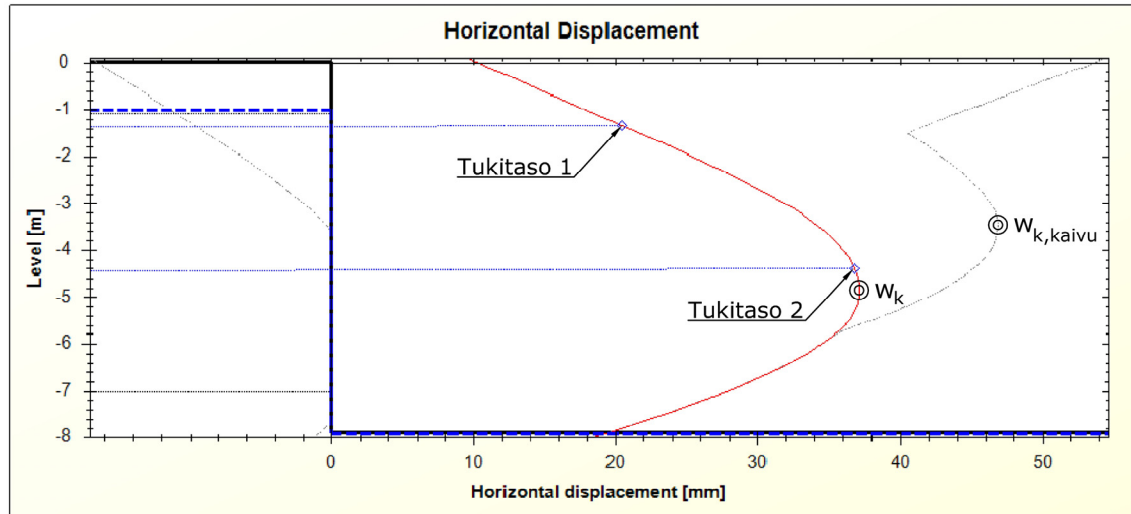
Kuva 14. Teräsponttiseinän taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, kun kaikki kuormat vaikuttavat.

Vastaavasti kuvassa 15 on esitetty lisättyjen merkintöjen avulla havainnollistaen teräsponttiseinän siirtymäkuvio, ankkurivoimat ja juuripultitukselle kohdistuva kuormitus sekä kaivuvaiheen aikana että lopputilanteessa.

Calculation Graphs Excavation Level -7.91 m

/Laskentaesimerkki

Laskenta muuttuvilla kuormilla
= $G_k + Q_k$
GeoCalc 4.0 (09.07.2018 16:22)



Kuva 15. Teräsponttiseinän siirtymäkuvio sekä tuennan ankkurivoimat ja juuripultituksen kuormitus, kun kaikki kuormat vaikuttavat.

Taulukkoon 2 on koottu edellisten kuvien 14 ja 15 kuvioista leikkausvoimien, taivutusmomenttien, tukitasojen vaakavoimien, ankkurivoimien ja siirtymän ominaisarvot rakenneteknisen mitoittamisen kannalta merkittävistä mitoitusmerkin kohdista. Vastaavasti taulukkoon 2 on koottu ominaisarvot laskennasta ilman muuttuvaa kuormaa " G_k " (katso liite A). Näiden laskentatulosten erotuksesta on saatu muuttuvan kuorman osuus " Q_k ".

Taulukko 2. Laskentatulosten kuorman vaikutusten ominaisarvojen käsittely.

	Laskentatulokset		
	Kaikilla kuormilla laskettu, G_k+Q_k	Ilman muuttuvaa kuormaa laskettu, G_k	Muuttuvan kuorman osuus, Q_k
$V_{k,23}$ [kN/jm]	82	82	0
$M_{k,2}$ [kNm/jm]	130	100	30
$M_{k,23}$ [kNm/jm]	192	170	22
$M_{k,kaivu}$ [kNm/jm]	218	197	21
$F_{k,1}$ [kN]	565	418	147
$F_{k,1,kaivu}$ [kN]	706	580	126
$F_{k,2}$ [kN]	743	738	5
$F_{k,1,v}$ [kN/jm]	111	82	29
$F_{k,1,v,kaivu}$ [kN/jm]	139	114	25
$F_{k,2,v}$ [kN/jm]	110	109	1
$F_{k,3,v}=V_{k,32}$ [kN/jm]	182	172	10
w_k [mm]	37	25	12

$V_{k,23}$ = leikkausvoiman ominaisarvo tukitasolla 2 tukitason 3 puolella lopputilanteessa

$M_{k,2}$ = taivutusmomentin ominaisarvo tukitasolla 2 lopputilanteessa

$M_{k,23}$ = taivutusmomentin ominaisarvo tukitasojen 2 ja 3 välisessä kentässä lopputilanteessa

$M_{k,kaivu}$ = taivutusmomentin ominaisarvon maksimi kaivuvaiheessa

$F_{k,1}$ = tukitason 1 ankkurivoimien ominaisarvot lopputilanteessa

$F_{k,1,kaivu}$ = tukitason 1 ankkurivoimien ominaisarvot kaivuvaiheessa

$F_{k,2}$ = tukitason 2 ankkurivoimien ominaisarvot lopputilanteessa

$F_{k,1,v}$ = tukitason 1 vaakavoiman ominaisarvo lopputilanteessa

$F_{k,1,v,kaivu}$ = tukitason 1 vaakavoiman ominaisarvo kaivuvaiheessa

$F_{k,2,v}$ = tukitason 2 vaakavoiman ominaisarvo lopputilanteessa

$F_{k,3,v}=V_{k,32}$ = tukitason 3 vaakavoiman ominaisarvo ja leikkausvoiman ominaisarvo tukitasolla 3 tukitason 2 puolella lopputilanteessa

w_k = siirtymä lopputilanteessa

Kujansuun mukaan (haastattelu 2018) kaikilla kuormilla laskettu tukiseinän siirtymän arvo ei aina vastaa todellista siirtymää. Todellisen siirtymän suuruus on riippuvainen hyötykuorman vaikutusajasta. Esimerkiksi tämän laskentaesimerkin tapauksessa muuttuvana kuormana on maantieliikenteen aiheuttama liikennekuorma, joka on yleensä hetkellistä. Todellinen siirtymä tässä tapauksessa tulisi olemaan lähempänä ilman liikennekuormaa laskettua arvoa. Jos muuttuvana kuormana olisi esimerkiksi nosturi, kuorman vaikutusaika olisi selvästi pidempi kuin maantieliikenteestä aiheutuvalla kuormalla. Tällöin todellinen siirtymä olisi lähempänä kaikilla kuormilla lasketun arvoa. Siirtymän tulkintaa on käsitelty enemmän kohdassa 3.2.4.

3.2.2 Kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvot murtorajatilassa

Suomessa tuettujen kaivantojen mitoituksessa käytetään eurokoodin 7 (SFS-EN 1997-1) mukaista mitoitusapaa 2. Laskelmin tulee osoittaa, ettei käyttörajatilassa ominaiskuormilla synny liiallisia muodonmuutoksia eivätkä jännitykset murtorajatilassa ylity osavarmuuslukujen $A1 + M1 + R2$ yhdistelmällä, jossa:

- $A1$ tarkoittaa osavarmuuslukujen sarjaa kuormille tai kuorman vaikutuksille.
- $M1$ on osavarmuuslukujen sarja maaparametreille.
- $R2$ on osavarmuuslukujen sarja tukiseinärakenteiden kestävyydelle.

Mitoitustavassa 2 varmuus kohdistuu kuormiin tai niiden vaikutuksiin sekä tukiseinärakenteen kestävyys. Kuormiksi luetaan muun muassa aktiivinen maanpaine, vedenpaine ja pintakuormat. Maan passiivipaine tulee käsitellä kestävyys. (RIL 263-2014)

Mitoitusapaa 2 on mahdollista käyttää kahdella tapaa. Nämä erotetaan toisistaan merkinnoilla $DA2$ ja $DA2^*$. Erona näillä kahdella on, että mitoitusapaa $DA2$ käytettäessä osavarmuusluvut lasketaan lähtöarvoihin ja mitoitusavassa $DA2^*$ osavarmuusluvut lasketaan lähtöarvoista saatuihin tuloksiin. Murtorajatilatarkasteluissa tukiseinärakenteiden rakenneteknisessä mitoituksessa tulisi käyttää mitoitusapaa $DA2^*$. Käyttörajatilatarkastelut tulee suorittaa ominaisarvoilla. Mahdollisimman todenmukaiset siirtymät ovat erityisen tärkeitä etenkin, jos tukiseinälaskentaohjelmisto huomioi siirtymät laskennassa. Virheelliset siirtymien suuruudet voivat johtaa etenkin usean tukitason tapauksissa virheellisiin tukivoimien jakautumisiin. (RIL 263-2014)

Kuormakerroin

Standardin SFS-EN 1990 mukaan seuraamusluokkia $CC1$, $CC2$ ja $CC3$ vastaavat luotettavuusluokat ovat $RC1$, $RC2$ ja $RC3$. Luotettavuusluokka määrää mitoituksessa käytettävän kuormakertoimen K_{FI} suuruuden yleensä seuraavasti:

- Luokassa $RC3$ käytetään kuormakerrointa $K_{FI} = 1,1$.
- Luokassa $RC2$ käytetään $K_{FI} = 1,0$.
- Luokassa $RC1$ käytetään $K_{FI} = 0,9$.

RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan kaivantojen suunnittelussa kohteet, joissa on poikkeuksellisen suuret riskit tai poikkeuksellisen vaikeat tai epätavalliset pohja- tai kuormitusolosuhteet kerrotaan luotettavuusluokan $RC3$ mukaisella kuormakertoimella. Luotettavuusluokkaa $RC1$ ei käytetä kaivantosuunnittelussa, eli kuormakertoimella ei pienennetä kaivantojen kuormituksia. Kaivantojen vaativuusluokitus, joka täsmentää eurokoodin geoteknisten luokkien $GL1$, $GL2$ ja $GL3$ ja seuraamusluokkien $CC1$, $CC2$ ja $CC3$ määritelmiä kaivantojen osalta, on esitetty RIL:n Kaivanto-ohjeen sivulla 14 taulukkomuodossa.

Kuormien ja kuorman vaikutusten osavarmuusluvut mitoittustavan 2 mukaan

Taulukoissa 3 ja 4 on esitetty sarjan A1 kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut standardin SFS-EN 1997-1 kansallisen liitteen mukaan sekä Liikenneviraston ohjeistuksen mukaiset poikkeavuudet.

Taulukko 3. Tukiseinämitoituksessa käytettävät pysyvien kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut.

Pysyvät kuormat	
$\gamma_{Gkj, sup}$ (SFS-EN 1990 yhtälö 6.10 a, epäedullinen)	1,35
$\gamma_{Gkj, sup}$ (SFS-EN 1990 yhtälö 6.10 b, epäedullinen)	1,15 ^a
$\gamma_{Gkj, inf}$ (edullinen)	0,9

Poikkeavuudet pysyville kuormille Liikenneviraston kohteissa (LiVi 13/2017):

^a 1,25

Taulukko 4. Tukiseinämitoituksessa käytettävät muuttuvien kuormien ja kuorman vaikutusten osavarmuusluvut.

Muuttuvat kuormat	
$\gamma_{Q,i}$ ja $\gamma_{Q,i}$ (epäedullinen)	1,5 ^b
$\gamma_{Q,i}$ ja $\gamma_{Q,i}$ (edullinen)	0

Poikkeavuudet muuttuville kuormille Liikenneviraston kohteissa (LiVi 13/2017; LiVi 24/2017):

^b 1,35 tieliikennekuormalle

^b 1,35 kevyen liikenteen kuormalle

^b 1,45 raideliikennekuormalle

^b 1,20 raideliikenteen kuormakaaviolle SW/2 tai sen sisältämille yhdistelmille

Murtorajatilan kuormayhdistelmissä tukiseinien mitoituksessa käytetään epäedullisempaa alla esitetyistä standardin SFS-EN 1990 mukaisista yhtälöistä. Kaava (1) on standardin mukainen yhtälö 6.10 a ja kaava (2) puolestaan 6.10 b mukainen.

$$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} G_{kj,sup} + \gamma_{Gkj,inf} G_{kj,inf} \quad (1)$$

$$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} G_{kj,sup} + \gamma_{Gkj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} K_{FI} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

$G_{kj,inf}$	= edullisen/ vakauttavan pysyvän kuorman ominaisarvo
$G_{kj,sup}$	= epäedullisen/ kaatavan pysyvän kuorman ominaisarvo
K_{FI}	= kuormakerroin
$Q_{k,i}$	= muuttuvan kuorman i ominaisarvo
$Q_{k,1}$	= määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo
$\gamma_{Gkj,inf}$	= edullisen/ vakauttavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Gkj,sup}$	= epäedullisen/ kaatavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q,i}$	= muuttuvan kuorman i osavarmuusluku
$\gamma_{Q,1}$	= määräävän muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\psi_{0,i}$	= muuttuvan kuorman i yhdistelykerroin

Osavarmuusluvut maaparametreille mitoittustavan 2 mukaan

Tukiseinämitoituksessa maaparametreille käytettävät standardin SFS-EN 1997-1 kansallisen liitteen sarjan M1 mukaiset osavarmuusluvut on esitelty taulukossa 5.

Taulukko 5. Tukiseinämitoituksessa käytettävät maaparametrien osavarmuusluvut.

Maaparametri		
Leikkauskestävyyskulma ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Osavarmuusluvut tukirakenteille mitoittustavan 2 mukaan

Taulukoissa 6 ja 7 on esitelty tukiseinärakenteen kestävyys osavarmuusluvut standardin SFS-EN 1997-1 kansallisen liitteen sarjan R2 mukaan.

Taulukko 6. Tukiseinämitoituksessa käytettävät ankkurin kestävyys osavarmuusluvut.

Ankkurointi		
Tilapäinen ankkuri	$\gamma_{a,t}$	1,25
Pysyvä ankkuri	$\gamma_{a,p}$	1,5

Taulukko 7. Tukiseinämitoituksessa käytettävät tukiseinärakenteen osavarmuusluvut.

Tukiseinärakenteet	
Maan kestävyys ^a	$\gamma_{R,e}$ 1,5

^a Esimerkiksi teräsponttien alapään vakavuus/ passiivimaanpaine (RIL 263-2014)

Kuorman mallikerroin

Kun lasketaan tukiseinälle kohdistuvia maanpainekuormia rajatilassa STR/GEO mitoitustavalla DA2 tai DA2*, korotetaan RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan kaatavaa maan- ja vedenpainetta kuorman mallikertoimella (katso taulukko 8).

Taulukko 8. Mallikertoimet sekä työnaikaisille että pysyville rakenteille.

Mallikerroin	
Työnaikainen rakenne	$\gamma_{M,t}$ 1,15
Pysyvä rakenne	$\gamma_{M,p}$ 1,35

Yksi syy mallikertoimen käyttämiselle on pysyvän kuorman osavarmuuslukujen perustuminen pysyvien rakenteiden omapainojen hajontaan. Näitä samoja osavarmuuslukuja käytetään tukiseinämitoituksessa maanpaineen aiheuttamien rasitusten laskentaan. Maanpaineen aiheuttaminen rasitusten laskennassa hajonta on selvästi suurempi, sillä se muodostuu laskentamallien ja maan lujuuden hajonnoista. Mallikerrointa käytetään kompensoimaan tätä eroa. (RIL 263-2014)

Mallikerrointa käytetään myös, koska on haluttu nostaa teräksisten tukiseinärakenteiden varmuustasoa. Tukiseinämitoituksessa liikutaan usein alueella, jossa muuttuvan kuorman " Q_k " osuus kaikista kuormista " $G_k + Q_k$ " on pieni. Tämä johtaa kuormayhdistelmissä alhaiseen varmuustasoon kuormien osalta. Tarkasteltaessa esimerkiksi kuvan 12 lähtötie-topiirustuksen mukaista teräsponttiseinärakennetta nähdään, että varmuus tukiseinärakenteen osalta perustuu lopputilanteessa ainoastaan kuormien osavarmuuslukuihin ja teräksen materiaaliosavarmuuslukuun γ_{MO} , joka on 1,0. Lopputilanteessa kyseinen tukiseinärakenne on tuettu alapäästään kallioon, jolloin maan passiivipaine ei enää vaikuta seinän tuentaan. Tässä tapauksessa kokonaisvarmuus jää kuormien varmuustasolle ilman mallikerrointa. (Länsivaara 2014)

Mallikertoimella korotettua maanpainekuormaa käytetään tietyin rajoituksin. Ankkureiden mitoituksessa (STR/GEO) ei käytetä mallikerrointa, eikä myöskään tukiseinän upotussyvyyttä momenttitasapainoehdolla laskettaessa (GEO). Vakauttavat maanpaineet, kuten passiivimaanpaine, tulee käsitellä kestävyyskinä. (RIL 263-2014)

Pystykuormien osalta *tässä työssä* on tulkittu, että mallikerroin kohdistetaan ankkurivoimista aiheutuviin pystykuormiin tarkasteltaessa teräsponttiseinän *kestävyyttä*

yhdistetyillä rasituksilla, mutta nurjahdustarkastelussa mallikerrointa ei käytetä. Tulkinnan perusteluna on, että kohdan 4.3.1 nurjahdustarkastelun kaava (26) on yleisesti käytössä Euroopassa ja mallikerroin vain Suomessa. Kyseisen nurjahdustarkastelun varmuustaso on suurempi kuin kestävyystarkasteluissa, sillä osavarmuuslukuna γ_{MI} käytetään teräsponteilla lukuarvoa 1,10.

Kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvot

Taulukoihin 9 ja 10 on esitetty kohdan 3.2.1 taulukon 2 kuorman vaikutusten ominaisarvoista leikkausvoimien, taivutusmomenttien ja tukitasojen vaakavoimien mitoitusarvojen laskenta eri kuormayhdistelmillä. Laskenta on suoritettu mitoitusavan DA2* mukaan eli kuorman vaikutusten ominaisarvot on kerrottu kuormakertoimella ja kuorman osavarmuusluvuilla. *Taulukoiden 9 ja 10 mitoitusarvot eivät sisällä työnaikaisen tukiseinärakenteen mallikerrointa $\gamma_{M,t}$.*

Taulukko 9. *Kuorman vaikutusten mitoitusarvot ilman mallikerrointa $\gamma_{M,t}$ kaavan (1) mukaan. Liittyy taulukkoon 2.*

	6.10 a (SFS-EN 1990)
$V_{d,23}$ [kN/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} V_{k,23} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 82 = 111$
$M_{d,2}$ [kNm/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} M_{k,2} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 100 = 135$
$M_{d,23}$ [kNm/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} M_{k,23} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 170 = 230$
$M_{d,kaivu}$ [kNm/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} M_{k,kaivu} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 197 = 266$
$F_{d,1,v}$ [kN/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} F_{k,1,v} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 82 = 111$
$F_{d,1,v,kaivu}$ [kN/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} F_{k,1,v,kaivu} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 114 = 154$
$F_{d,2,v}$ [kN/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} F_{k,2,v} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 109 = 147$
$F_{d,3,v}=V_{d,32}$ [kN/jm]	$\gamma_{Gkj,sup} K_{FI} F_{k,3,v} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 172 = 232$

Taulukko 10. Kuorman vaikutusten mitoitusarvot ilman mallikerrointa $\gamma_{M,i}$ kaavan (2) mukaan. Liittyy taulukkoon 2.

	6.10 b (SFS-EN 1990)
$V_{d,23}$ [kN/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}V_{k,23} + \gamma_{Q,1}V_{k,23})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 82 + 1,50 \cdot 0) = 94$
$M_{d,2}$ [kNm/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}K_{FI}M_{k,2} + \gamma_{Q,1}M_{k,2})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 100 + 1,50 \cdot 30) = 160$
$M_{d,23}$ [kNm/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}M_{k,23} + \gamma_{Q,1}M_{k,23})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 170 + 1,50 \cdot 22) = 229$
$M_{d,kaivu}$ [kNm/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}M_{k,kaivu} + \gamma_{Q,1}M_{k,kaivu})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 197 + 1,50 \cdot 21) = 258$
$F_{d,1,v}$ [kN/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}F_{k,1,v} + \gamma_{Q,1}F_{k,1,v})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 82 + 1,50 \cdot 29) = 138$
$F_{d,1,v,kaivu}$ [kN/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}K_{FI}F_{k,1,v,kaivu} + \gamma_{Q,1}K_{FI}F_{k,1,v,kaivu})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 114 + 1,50 \cdot 25) = 169$
$F_{d,2,v}$ [kN/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}F_{k,2,v} + \gamma_{Q,1}F_{k,2,v})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 109 + 1,50 \cdot 1) = 127$
$F_{d,3,v}=V_{d,32}$ [kN/jm]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}F_{k,3,v} + \gamma_{Q,1}F_{k,3,v})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 172 + 1,50 \cdot 10) = 213$

RIL:n *Geoteknisessä suunnitteluohjeessa* (RIL 207-2017) kuormien ja kuorman vaikutusten laskentaan on esitetty vaihtoehtoinen tapa. Kyseisessä laskentatavassa lähtöarvojen muuttuvien kuormien suuruudet korjataan kuormayhdistelmää 6.10 b varten kuormien osavarmuuslukujen suhdeluvulla ($\gamma_{Q,1} / \gamma_{Gkj,sup} = 1,50 / 1,15 = 1,30$) ja murtorajatilan kuormayhdistelmissä käytetään ainoastaan pysyvien kuormien osavarmuuslukuja. Tässä työssä on päädytty käyttämään taulukoissa 9 ja 10 esitettyä laskentatapaa esitystavan selkeyden vuoksi. Toisena syynä valintaan on, ettei käyttörajoitilatarkastelua varten tarvinnut suorittaa erillistä laskentaa tukiseinä-laskentaohjelmistolla, kun muuttuvan kuorman suuruutta ei korotettu.

Taulukoiden 9 ja 10 laskentatuloksista nähdään, ettei sama standardin SFS-EN 1990 mukainen kuormayhdistelmä (joko 6.10 a tai 6.10 b) ole mitoittava kaikilla kuorman vaikutuksilla. Edellä esitettyjen kuorman vaikutusten mitoitusarvojen laskentatapojen soveltuvuutta tukiseinä-rakenteille on kritisoitu erityisesti eurokoodin kuormayhdistelmien 6.10 a ja 6.10 b osalta. Länsivaaran mukaan (Länsivaara 2014) rakennesuunnittelussa yleisesti käytetyt kuorman ja kuorman vaikutusten osavarmuusluvut eivät aina sovellu

Taulukko 11. Ankkurivoiman ominais-, mitoitus- ja koevertovoiman laskenta tukitason vaakavoiman ominaisarvosta.

	Ankkurivoima [kN/ankkuri]
$F_{k,2}$	$F_{k,2,v}\sqrt{2}L_2 = 109 \cdot \sqrt{2} \cdot 4,8 = 740$
$F_{d,2}$	$\gamma_{Gkj,sup}K_{FI}F_{k,2} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 740 = 999$
$F_{d,2,koeverto}$	$\gamma_{a,t}F_{d,2} = 1,25 \cdot 999 = 1249$

Ankkurit asennetaan kulmaan α . Ankkurivoima saadaan kertomalla tukitason vaakavoima $F_{k,2,v}$ kertoimella $1/\cos\alpha = 1/\cos 45^\circ = \sqrt{2}$.

Alla esitettyihin taulukoihin 12 ja 13 on laskettu ankkurivoimien mitoitusarvot GeoCalc-laskentaohjelmiston antamista ankkurivoimien ominaisarvoista. Taulukossa 12 on kuormayhdistelmän 6.10 a ja taulukossa 13 kuormayhdistelmän 6.10 b mukaiset mitoitusarvot.

Taulukko 12. Ankkurivoimien mitoitusarvot kaavan (1) mukaan. Liittyy taulukkoon 2.

	6.10 a (SFS-EN 1990)
$F_{d,1}$ [kN]	$\gamma_{Gkj,sup}K_{FI}F_{k,1} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 418 = 564$
$F_{d,1,kaivu}$ [kN]	$\gamma_{Gkj,sup}K_{FI}F_{k,1,kaivu} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 580 = 783$
$F_{d,2}$ [kN]	$\gamma_{Gkj,sup}K_{FI}F_{k,2} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 738 = \underline{996}$

Taulukko 13. Ankkurivoimien mitoitusarvot kaavan (2) mukaan. Liittyy taulukkoon 2.

	6.10 b (SFS-EN 1990)
$F_{d,1}$ [kN]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}F_{k,1} + \gamma_{Q,1}F_{k,1})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 418 + 1,50 \cdot 147) = 701$
$F_{d,1,kaivu}$ [kN]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}F_{k,1,kaivu} + \gamma_{Q,1}F_{k,1,kaivu})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 580 + 1,50 \cdot 126) = \underline{856}$
$F_{d,2}$ [kN]	$K_{FI}(\gamma_{Gkj,sup}F_{k,2} + \gamma_{Q,1}F_{k,2})$ $= 1,0 \cdot (1,15 \cdot 738 + 1,50 \cdot 5) = 856$

Kohdan 3.2.2 taulukoihin 9 ja 10 lasketuista tukitasojen vaakavoimien mitoitusarvoista ja edellä esitettyihin taulukoihin 12 ja 13 lasketuista ankkurivoimien mitoitusarvoista nähdään, että laskentaesimerkin tukitason 1 vaakapalkin ja ankkurit mitoittaa kaivuvaihe kuormayhdistelmällä 6.10 b. Vastaavasti tukitason 2 vaakapalkin ja ankkurit mitoittaa kuormayhdistelmä 6.10 a. Taulukkoon 14 on laskettu ankkureiden koevertovoimat.

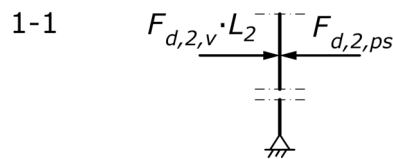
Taulukko 14. Ankkureiden koevetovoimat. Liittyy taulukoihin 12 ja 13.

	Koevetovoima [kN/ankkuri]
$F_{d,1,koeveto}$ [kN]	$\gamma_{a,t}F_{d,1,max} = 1,25 \cdot 856 = 1070$
$F_{d,2,koeveto}$ [kN]	$\gamma_{a,t}F_{d,2,max} = 1,25 \cdot 996 = 1245$

Kohdan 3.2 alakohdassa ”Ankkurointi” on kerrottu esijännitetyn ankkurin tyypillisistä koeveto- ja jättövoimista sekä niiden suhteesta laskennalliseen ankkurin mitoitusvoimaan.

Puristussauvat ja vetotangot

Kuvassa 17 on esitetty tukitason tukipisteen kuormitustapaus ja taulukossa 15 tuen ominais- ja mitoitusvoiman laskenta tilanteessa, jossa esimerkkilaskelman tukitaso 2 tuettaisiin vaakasuoraan asennettavilla puristussauvoilla. Vastaavalla tavalla laskettaisiin esijännittämättömään vetotankotuentaan vaikuttava vetovoima. Käytännössä tukiseinälasenkentaohjelmistoon tulee määritellä tukien ominaisuudet riittävällä tarkkuustasolla, ettei rakennemalli vääristä tukiseinään kohdistuvia rasituksia.



Kuva 17. Laskentaesimerkin tukitason 2 tukipisteen kuormitustapaus, kun tukena käytetään vaakasuoraan asennettua puristussauvaa. Liittyy kuvan 16 tukitason 2 kuormitustapaukseen.

Laskennassa käytetty tukiväli L_2 on vakio 4,8 m kuten edellä esitettyssä ankkurivoiman laskennassa. Mitoitusarvo on kerrottu työnaikaisen tukiseinäarakenteen mallikertoimella $\gamma_{a,t}$.

Taulukko 15. Vaakasuoraan tukitasolle 2 asennettuun puristussauvaan kohdistuvan aksiaalisen normaalivoiman ominaisarvon $F_{k,2,ps}$, mitoitusarvon $F_{d,2,ps}$ ja mallikertoimella kerrotun mitoitusarvon $F_{Ed,2,ps}$ laskenta.

	Puristussauvan aksiaalinen normaalivoima [kN/sauva]
$F_{k,2,ps}$	$F_{k,2,v}L_2 = 109 \cdot 4,8 = 523$
$F_{d,2,ps}$	$\gamma_{Gk,j,sup}F_{k,2,ps} = 1,35 \cdot 523 = 706$
$F_{Ed,2,ps}$	$\gamma_{M,t}F_{d,2,ps} = 1,15 \cdot 706 = 812$

Puristussauvatuennan mitoituksessa tulee huomioida aksiaalisen normaalivoiman epäkeskisyys, ripustus- ja iskukuormat sekä pitkillä puristussauvoilla myös lämpötilakuormat. Iskukuormilla tarkoitetaan tässä tapauksessa työkoneista puristussauvaan kohdistuvaa kolhaisua. (RIL 263-2014) Puristussauvatuennan mitoitusta ohjeistetaan ja käsitellään kohdassa 6.2.

3.2.4 Käyttörajatilan tarkastelut

Teräsponttiseinärakenteen lineaariseen kimmoteorian mukaiseen malliin perustuvassa kokonaistarkastelussa tulee osoittaa, ettei käyttörajatilan kuormitus aiheuta teräsponttiseinärakenteeseen rakenneosien myötäämistä ja sitä kautta plastisia muodonmuutoksia. Maaperä- ja rakennemallina tarkasteluissa käytetään tapaukseen soveltuvia standardin SFS-EN 1997-1 mukaisia malleja, kuten murtorajatilatarkasteluissakin. (SFS-EN 1993-5)

Pääosin käyttörajatilatarkastelut koskevat tukiseinän siirtymän suuruuden laskentaa. Maanpinnan painuma kaivannon ulkopuolella tukiseinän läheisyydessä on suuruusluokaltaan lähes sama kuin tukiseinän siirtymä vaakasuunnassa. Painumien raja-arvot riippuvat muun muassa kaivannon ympäristön asettamista vaatimuksista. Standardin SFS-EN 1997-1 kansalliseen liitteeseen on taulukoitu suuntaa antavia raja-arvoja erityyppisten rakennusten sallituille kokonaispainumille. Kyseisessä taulukossa kokonaispainumien raja-arvot vaihtelevat 30...100 mm välillä. Lisäksi taulukossa on annettu ohjeellisia raja-arvoja kulmakiertymille. Tukiseinien rakenneteknisen mitoituksen käyttörajatilatarkasteluissa ei yleensä käytetä standardin SFS-EN 1990 yhtälöitä 6.14 a, 6.15 a ja 6.16 a. (Kujansuu, haastattelu 2018)

Kujansuun mukaan (haastattelu 2018) käyttörajatilatarkasteluissa tarkastellaan yleensä, että tukiseinän ympäristön muodonmuutokset pysyvät sallittujen raja-arvojen mukaisissa rajoissa ja tukiseinärakenteiden jännitykset riittävän alhaisella tasolla. Ympäristön tarkailua suoritetaan muun muassa mittaamalla rakennuksiin ja tukiseinärakenteisiin asennettuja mittapisteitä suunnittelijan määrittämällä tiheydellä ennen kaivannon rakentamista, rakentamisen aikana ja myös rakentamisen päätyttyä. Kaivannon vesitiiviyyden tulee olla riittävä varsinkin rakennetussa ympäristössä, koska pohjavedenpinnan muutokset vaikuttavat yleensä ympäristöön. Pohjavedenpintoja tulee mitata laajasti kaivannon ympäristössä myös ennen ja jälkeen rakentamisen.

Kohdan 3.2.1 taulukkoon 2 tukiseinälaskentaohjelmasta saatu kokonaissiirtymä w_k on kaikilla kuormilla laskettuna 37 mm. Tästä siirtymästä 12 mm tulee muuttuvasta kuormasta. Todellisuudessa kokonaissiirtymä w_k olisi noin 30 mm, sillä esimerkkilaskelmassa muuttuva kuorma aiheutuu maantieliikenteestä, joka ei ole pitkäaikainen kuorma. Tällöin maanpinnan painuma tukiseinän läheisyydessä olisi myös suuruusluokaltaan 30 mm. Mikäli muuttuvan kuorman aiheuttaja olisi esimerkiksi työmaalla oleva ajoneuvonosturi, olisi totuudenmukaisempaa arvioida kokonaissiirtymä lähelle kaikilla kuormilla laskettua arvoa. Muuttuvan kuorman vaikutusaika olisi tällöin merkittävästi pidempi kuin tyypillisellä maantieliikenteellä. Joissain tilanteissa maantieliikenne voi olla määräävä. Esimerkiksi vilkkaasti liikennöidyillä teillä tai kaduilla painumien raja-arvot tulee arvioida tapauskohtaisesti. Jos tukiseinän takana sijaitsee kunnallistekniikkaa tai muuta tekniikkaa, tulee tukiseinä suunnitella lähtökohtaisesti siirtymättömäksi. (Kujansuu, haastattelu 2018)

3.2.5 Onnettomuustilanteet

Tukiseinärakenteiden suunnittelussa huomioitavia onnettomuustilanteita ovat muun muassa erilaiset törmäystilanteet. Törmäyskuorman tukiseinärakenteeseen voi aiheuttaa esimerkiksi ajoneuvo, juna tai laiva. Onnettomuustilanteet tarkastellaan kaavan (3) mukaisella yhtälöllä, joka on standardin SFS-EN 1990 mukainen yhtälö 6.11 a/b.

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

A_d = määräävä onnettomuuskuorma

$G_{kj,inf}$ = edullisen/ vakauttavan pysyvän kuorman ominaisarvo

$G_{kj,sup}$ = epäedullisen/ kaatavan pysyvän kuorman ominaisarvo

$Q_{k,i}$ = muuttuvan kuorman i ominaisarvo

$Q_{k,1}$ = pääasiallisen muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{2,i}$ = muuttuvan kuorman i pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

$\psi_{2,1}$ = pääasiallisen muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin ^a

^a Käytetään muuttuvan kuorman tavallista yhdistelykerrointa $\psi_{1,1}$, jos pääasiallisena muuttuvana kuormana on lumi-, jää- tai tuulikuorma. (SFS-EN 1990 NA) Lumi- ja tuulikuormat eivät ole yleensä merkittäviä tukiseinämitoituksessa.

Standardin SFS-EN 1991-1-7 mukaan onnettomuusmitoitustilanteissa käytettävät säännöt ja toimintaperiaatteet sovitaan tilaajan ja viranomaisen kanssa hankekohtaisesti.

Törmäystilanteet

Vaakasuuntaisissa tukiseiniin kohdistuvissa törmäyksissä huomioidaan jäykkyyden kasvaminen tuetussa maapohjassa. (SFS-EN 1997-1) Tukiseinän rakenneteknisen mitoittamisen kannalta merkittävämpi on usein törmäyskuorma, joka kohdistuu kaivannon ulkopuolelta tukiseinän yläpäähän kuin kaivannon sisäpuolelta kohdistuva törmäys tukiseinäpintaan. Törmäys ei saa aiheuttaa ankkurin tai muun vastaavan tukirakenteen pettämistä. Jos törmäyskuormia ei kyetä tukiseinärakenteella turvallisesti hallitsemaan, tulee törmäystilanteet estää muiden rakenteiden, kuten esimerkiksi erillisten törmäysesteiden avulla tai tulee riski törmäyksestä minimoida ajonopeuksia alentamalla. Nämä vastaavat standardin SFS-EN 1991-1-7 onnettomuusmitoitustilanteita, joissa rakenne suunnitellaan onnettomuuskuormia kestäväksi, onnettomuuskuorma estetään tai onnettomuuskuorman suuruutta pienennetään ennaltaehkäisevin toimenpitein.

3.2.6 Jatkuvan sortuman estäminen

Tukiseinärakenteiden suunnittelussa jatkuvan sortuman estäminen huomioidaan siten, että tarkastellaan tilanne, jossa ankkuri tai muu vastaava tukirakenne pettää. Ankkurin tai muun vastaavan tukirakenteen poistuminen ei saa aiheuttaa ketjureaktiota, jossa viereiset

tukirakenteet yksi toisensa jälkeen pettävät järjestyksessä kuorman siirtyessä niille. Mitoittamisen kannalta tämä tarkastellaan siten, että yhden tukirakenteen pettäessä tukiseinärakenteen varmuuden myötäämistä vastaan on oltava vähintään 1,1 ominaiskuormilla laskettuna. (SFS-EN 1997-1; RIL 263-2014) Tämä on periaatteeltaan standardin SFS-EN 1991-1-7 kaltainen onnettomuustilanne, jonka varalle rakenne suunnitellaan siten, ettei paikallisen vaurion sattuessa rakenteen stabiilius vaarannu. Stabiilius on säilyttävä koko rakenteen osalta tai sen merkittävältä osalta. Paikallisella vauriolla tarkoitetaan esimerkiksi yksittäisen rakenneosan vaurioitumista.

Kuorman jakautuminen viereisille ankkureille tai muille tukirakenteille tarkastellaan tapauskohtaisesti. Muun muassa tukitasojen määrällä, tukipisteiden välisillä etäisyyksillä sekä tukien, teräsponttien ja vaakapalkkien jäykkyyksillä on suuri vaikutus kuormien jakautumisiin. Tarkastelu edellyttää usein, että tukiseinälaskenta tehdään uudelleen huomioiden poistunut tukirakenne. Tällöin tukiseinään ja sen tukirakenteisiin kohdistuvat rasitukset saadaan luotettavasti määritettyä.

3.3 Tuetun teräsponttiseinärakenteen rasituskuviot ja siirtymät

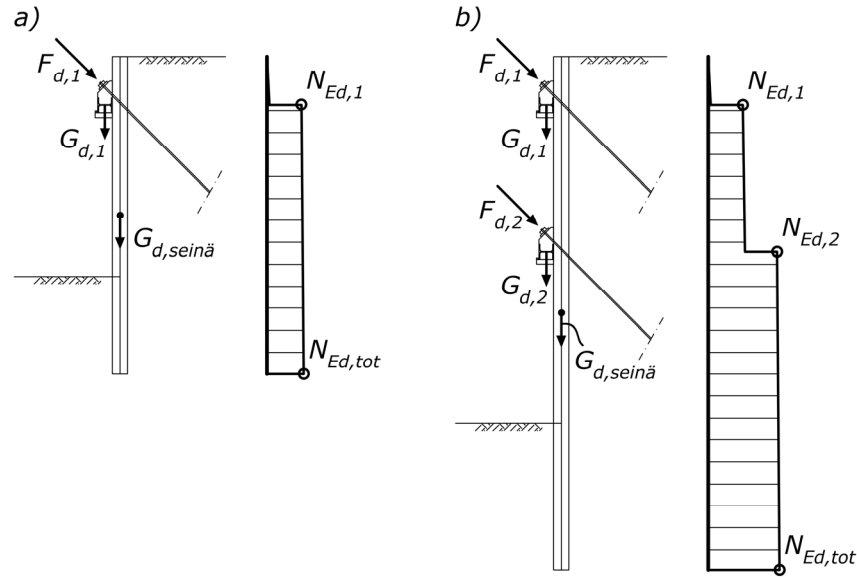
Tuetun teräsponttiseinärakenteen leikkausvoima-, taivutusmomentti- ja siirtymäkuviot ovat tapauskohtaisia. Muun muassa tukitasojen ja tukien välisillä etäisyyksillä, tukitasojen lukumäärällä, tukien jäykkyyksillä ja asennuskulmilla sekä teräsponttiseinän alapään kiinnitysasteella on suuri vaikutus rasitusten jakautumisiin.

3.3.1 Teräsponttiseinän rasituskuviot ja siirtymät

Tyypillisen alapäästään kallioon tukeutuvan ja kahdelta tukitasolta tuetun teräsponttiseinän leikkausvoima-, taivutusmomentti- ja siirtymäkuviot on esitetty kohdan 3.2.1 kuvissa 14 ja 15. Teräsponttiseinään kohdistuvien kuormien vaikutukset voidaan laskea tietyin ehdoin plastisuusteorian mukaisella kokonaistarkastelulla. Tähän liittyvät ehdot ja suositukset teräsponttiseinän osalta on kerrottu kohdassa 4.1. Plastisuusteorian mukaisen kokonaistarkastelun käyttäminen teräsponttiseinärakenteiden rakenneteknisessä mitoittamisessa ei ole Suomessa yleistä (Kujansuu, haastattelu 2018).

Vaakasuoraan nähden kulmaan asennetuilla esijännitetyillä ankkureilla tuetun teräsponttiseinän tulee kestää nurjahtamatta ankkurivoimien pystykomponenteista teräsponteille aiheutuvat aksiaaliset normaalivoimat. Aksiaalisten normaalivoimien jakautuminen viereisille teräsponteille on riippuvainen teräsponttien välisistä lukkoliitoksista. Kuvassa 18 on esitetty yksinkertaistetut kulmaan asennetuilla esijännitetyillä ankkureilla yhdeltä ja kahdelta tukitasolta tuettujen teräsponttiseinien normaalivoimakuviot. Rakenneteknisen mitoittamisen kannalta teräsponttiseinän omapaino on yleensä mitätön suhteessa tyypillisiin tuennan ankkureiden esijännitysvoimien suuruuksiin. Tavanomaisissa kohteissa huomioidaan käytännössä vain ankkurivoimien pystykomponentit laskettaessa

teräsponttiseinään kohdistuvan aksiaalisen normaalivoiman suuruutta, ellei rakenteella siirretä esimerkiksi muista rakenteista aiheutuvia merkittävän suuria pystykuormia.



Kuva 18. Yksinkertaistettu esijännitetyillä kulmaan asennetuilla ankureilla tuetun teräsponttiseinän normaalivoimakuvio, kun teräsponttiseinä on tuettu a) yhdeltä ja b) kahdelta tukitasolta.

Vaakasuoraan nähden kulmaan asennetut esijännitetyt ankkurit aiheuttavat usein taivutusmomenttia teräsponttiseinälle ja vääntömomenttia vaakapalkille tukipisteen kohdalla johtuen ankkurin sijainnista vaakapalkkiin nähden. Huolellisella ankkurin kiinnitysrakenteen suunnittelulla edellä mainitut momenttirasitukset saadaan minimoitua. Kohdassa 6.1 käsitellään ankkurin aiheuttamia rasituksia teräsponttiseinärakenteeseen.

3.3.2 Toisen kertaluvun vaikutukset teräsponttiseinälle

Yhdeltä tukitasolta kulmaan asennetuilla esijännitetyillä ankureilla tuetun teräsponttiseinän taipumasta johtuva ankkurivoiman aiheuttaman pystykuorman epäkeskisyyss e_2 voidaan huomioida rakenneteknisessä mitoittamisessa teräsponttiseinää rasittavana lisämomenttina ΔM_2 kaavan (4) periaatteen mukaisesti. Kaavassa oletetaan, että ankkurivoiman aiheuttama pystykuorma jakautuu tasaisesti koko teräsponttiseinän pituudelle. Useammalta tukitasolta kulmaan asennetuilla esijännitetyillä ankureilla tuettujen tai muiden pystykuormien rasittamat teräsponttiseinät on tarkasteltava tapauskohtaisesti erikseen.

$$\Delta M_2 = \frac{F_{d,1,y} e_2}{L_1} \quad (4)$$

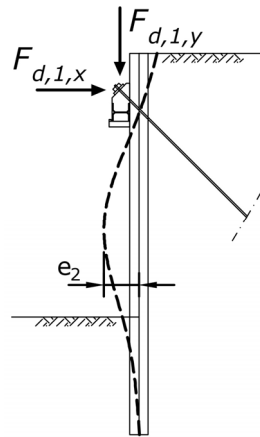
ΔM_2 = pystykuorman aiheuttama teräsponttiseinän taipumasta johtuva lisämomentti

$F_{d,1,y}$ = ankkurivoiman mitoitusarvon pystykomponentti tukitasolla 1

e_2 = teräsponttiseinän taipuma mitoittavan taivutusmomentin kohdalla

L_1 = tukiväli, mikäli ankkurijako tukitasolla 1 on vakio

Kaavan (4) periaatetta on havainnollistettu alla olevassa kuvassa 19. ΔM_2 lisätään kuvan tapauksessa teräsponttiseinän mitoitusmomenttiin ja *momenttien summa kerrotaan mallikertoimella*.

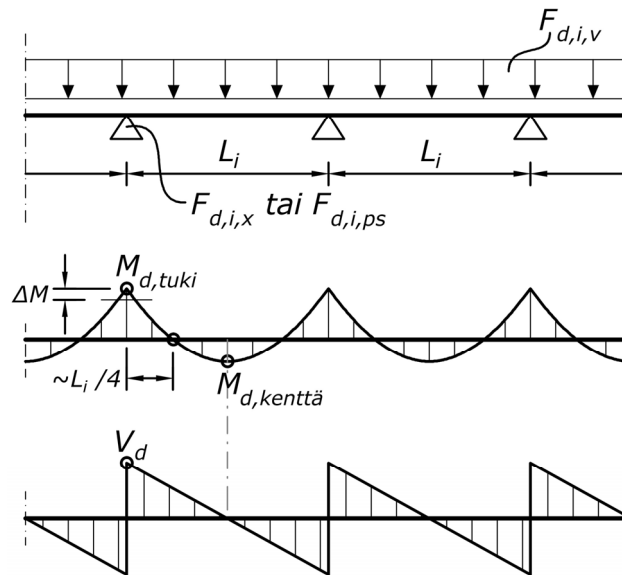


Kuva 19. Yksinkertaistettu tapa teräsponttiseinän pystykuorman seinän taipumasta johtuvan epäkeskisyyden aiheuttaman lisämomentin laskemiseen.

Tämän työn esimerkkilaskelmassa tarkastellaan kahdelta tukitasolta kulmaan asennetuin esijännitetyin ankkurein tuettua teräsponttiseinää. Laskenta on periaatteeltaan sama kuin edellä esitetty. Erona on, että esimerkkilaskelman teräsponttiseinään kohdistuvat pystykuormat on laskettu suoraan tukitasojen vaakakuormista.

3.3.3 Vaakapalkkirakenteen rasiuskuviot ja siirtymät

Tukitason i vaakavoiman mitoitusarvon $F_{d,i,v}$ vaikutukset vaakapalkkeihin voidaan laskea kimmoteorian mukaisella kokonaistarkastelulla. *Mallikerroin on hyvä laskea vasta vaakavoiman $F_{d,i,v}$ aiheuttamiin kuorman vaikutuksiin.* Teräsponttiseinän pituus, tukivälit sekä vaakapalkkien välisten jatkosten jäykkyydet teräsponttiseinän pituudella ja teräsponttiseinien välisissä nurkissa vaikuttavat suuresti rasiusten jakautumisiin ja kuorman ominaisarvolla laskettuihin vaakapalkkien taipumiin. Rakenneteknisen mitoituksen kannalta on edullisinta suunnitella vaakapalkit jatkuvaksi koko teräsponttiseinän pituudelle ja seinien välisiin nurkkakohtiin (momenttijäykät liitokset) sekä määrittää tukiväli vakioksi. Tällöin jatkuvaan vaakapalkkirakenteeseen syntyvät taivutusmomentti- ja leikkausrasitukset sekä taipumat voidaan laskea kuten päistään jäykästi tuetulla tasaisesti kuormitetulla yksiaukkoisella palkilla. Kun vaakapalkkirakenne on jatkuva ja tukivälit vakioita, on tarkastelu yhden ankkurin tai muun vastaavan tuen pettämisestä selkeämpi. Kuvassa 20 on esitetty moniaukkoisen jatkuvan vaakapalkkirakenteen kuormitustapaus sekä taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, kun tukiväli L_i on vakio.



Kuva 20. Tasaisesti kuormitetun moniaukkoisen vaakapalkkirakenteen taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio, kun tukivälit ja palkin jäykkyys ovat vakioita.

Taivutusmomenttia voidaan kimmoteorian mukaisessa kokonaistarkastelussa redusoida tuilla (katso kuva 20) kaavan (5) mukaan. (RIL 263-2014)

$$\Delta M = F_{d,tuki} d_{tuki} / 8 \quad (5)$$

$F_{d,tuki}$ = tukivoiman mitoitusarvo $F_{d,i,x}$ tai $F_{d,i,ps}$ suunnassa $F_{d,i,v}$,
($F_{d,i,ps}$, katso kohdan 3.2.3 taulukko 15)

d_{tuki} = tukipinnan pituus vaakapalkin kaivannon puoleisessa pinnassa

Kuormitusten vaikutukset vaakapalkkeihin voidaan laskea myös plastisuusteorian mukaisella kokonaistarkastelulla, kun kohdassa 5.1 esitetyt ehdot täyttyvät.

3.4 Teräsponttiseinärakenteen suunniteltu käyttöikä

Teräsponttiseinärakenteelle määritelty käyttöikä vaikuttaa rakenteen suunnitteluun ja suunnitteluratkaisuihin. Suunniteltu käyttöikä huomioidaan valittaessa kohdassa 3.2.2 esitettyä kuorman mallikerrointa ja ankkurin kestävyysluokkaa. Lisäksi suunniteltu käyttöikä vaikuttaa rakenteen suojaustarpeen laajuuteen.

3.4.1 Pysyvän ja työnaikaisen teräsponttiseinärakenteen erot

Tukiseinärakenne suunnitellaan joko pysyväksi tai työnaikaiseksi rakenteeksi. RIL:n Kaivanto-ohjeessa raja pysyvän ja työnaikaisen tukiseinärakenteen suunnittelulle käyttöiälle on johdettu eurokoodin 7 (SFS-EN 1997-1) määrittelemästä pysyvän ja tilapäisen ankkurin käyttöikävaatimusten eroista. Tukiseinärakenne katsotaan pysyväksi, jos sen suunniteltu käyttöikä on yli 2 vuotta ja vastaavasti työnaikaiseksi, jos suunniteltu käyttöikä on 2 vuotta tai vähemmän.

3.4.2 Korroosion huomioiminen

Teräsponttiseinärakenteen korroosiosuojaus määritellään tapauskohtaisesti. Korroosiosuojajärjestelmät on lueteltu kohdassa 2.2.1. Jos mainittujen pinnoitteiden suojausvaikutuksen kesto aika on lyhyempi kuin suojattavan rakenteen suunniteltu käyttöikä, on teräksen paksuuden oheneminen otettavat huomioon suunnittelussa tuolta ylimenevältä ajalta. Teräksen paksuuden ohenemista ei oteta huomioon, jos tukiseinärakenteen suunniteltu käyttöikä on alle 4 vuotta. (SFS-EN 1993-5) Tämä edellyttää, että olosuhteet eivät ole hyvin aggressiiviset.

Suunnittelussa voidaan käyttää kahta eri korroosionopeutta, mikäli olosuhteet korroosionopeuden kannalta ovat erilaiset teräsponttiseinän vastakkaisilla puolilla. Ilmatilassa korroosionopeuden voidaan ajatella olevan normaalissa ilmastossa 0,01 mm per vuosi ja paikoissa, joihin meriolosuhteet pääsevät vaikuttamaan 0,02 mm per vuosi. (SFS-EN 1993-5) Taulukossa 16 on esitetty suositellut korroosionopeuden arvot teräsponteille, jotka on asennettu maahan.

Taulukko 16. *Korroosiosta aiheutuvan paksuuden ohenemisen suositeltavat arvot [mm] maahan asennetuille teräsponteille pohjavedenpinnan ylä- tai alapuolella. (SFS-EN 1993-5, s. 29)*

Suunnitelmassa edellytetty käyttöikä	5 vuotta	25 vuotta	50 vuotta	75 vuotta	100 vuotta
Häiriintymättömät luonnonmaat (hiekk, siltti, savi, liuske...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Pilaantuneet luonnonmaat ja teollisuusalueiden maa-alueet	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressiiviset luonnon maat (suo, räme, turve...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Tiivistämättömät ja ei- aggressiiviset kivennäis- maatäytöt (savi, liuske, hiekk, siltti...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Tiivistämättömät ja aggressiiviset täytemaat (tuhka, kuona...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Huomautukset:					
1) Korroosionopeudet tiivistetyissä täytöissä ovat hitaampia kuin tiivistämättömissä. Tiivistetyissä täytöissä taulukon luvut jaetaan kahdella.					
2) 5 ja 25 vuoden arvot perustuvat mittauksiin, kun taas muut arvot on ekstrapoloitu.					

Merivedessä korroosionopeudet vaihtelevat suuresti riippuen, mitä korkeustasoa vedenpinnan suhteen tarkastellaan. Ero on suuri esimerkiksi pysyvästi veden alla olevan alueen ja roiskevesialueen välillä. Taulukossa 17 on esitetty suositellut korroosionopeuden arvot teräsponteille, jotka on asennettu veteen.

Taulukko 17. *Korroosiosta aiheutuvan paksuuden ohenemisen suositeltavat arvot [mm] makeaan veteen tai meriveteen asennetuille teräsponteille (SFS-EN 1993-5, s. 30)*

Suunnitelmassa edellytetty käyttöikä	5 vuotta	25 vuotta	50 vuotta	75 vuotta	100 vuotta
Tavallinen makea vesi (joki, laivakulkuinen kanava...) suuren rasituksen alueella (vesiraja)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Erittäin saastunut makea vesi (viemäri, teollisuusjätevesi...) suuren rasituksen alueella (vesiraja)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Merivesi lauhkeassa ilmastossa suuren rasituksen alueella (matala vesi ja roiskealueet)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Merivesi lauhkeassa ilmastossa pysyvästi veden alla olevalla alueella tai vuorovesialueella	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Huomautukset: 1) Korroosionopeus on yleensä suurin roiskealueella tai vuorovesialueella laskuvien tasolla. Useimmissa tapauksissa suurimmat taivutusjännitykset kuitenkin esiintyvät pysyvästi veden alla olevalla alueella. 2) 5 ja 25 vuoden arvot perustuvat mittauksiin, kun taas muut arvot on ekstrapoloitu.					

Ankkureiden osalta korroosiosuojauksen taso riippuu pääosin siitä, onko kyseessä tilapäinen vai pysyvä ankkuri. Pysyvissä ankkureissa tulee olla niin sanottu kaksinkertainen korroosiosuojaus. (RIL 263-2014) Lähtökohtaisesti työnaikaisien tukiseinien ankkureiden korroosiosuojaus on tasoltaan kevyempi kuin pysyvien tukiseinien ankkureiden tai korroosiosuojausta ei ole lainkaan. Hyvin aggressiivisissa pohjaolosuhteissa korroosiosuojaustarve on arvioitava työnaikaisienkin tukiseinien ankkureille, vaikka niiden suunniteltu käyttöikä on korkeintaan vain 2 vuotta. Ankkureiden korroosiosuojaustavoista on kerrottu kohdassa 2.2.1.

3.4.3 Rakenteen routasuojaus

RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan routasuojauksen suunnittelussa noudatetaan soveltuvin osin julkaisua RIL 261-2013 *Routasuojaus – rakennukset ja infrarakenteet*. Yleisperiaatteena koskien tukiseinärakenteita on, ettei tukiseinärakenteita mitoiteta routakuormitukselle, vaan routaan vaikutus estetään routaeristyksellä tai -suojauksilla. Mikäli kaivannon ulkopuolinen maapohja on routivaa, tulee pysyvä teräsponttiseinä lähtökohtaisesti routasuojata. Työnaikaiset teräsponttiseinät on routasuojattava, jos rakentaminen ajoittuu talviaikaan (RIL 261-2013) ja maapohja on routivaa.

3.4.4 Rakenteen palosuojaus ja palomitoitus

Teräsponttiseinän ja sen tukirakenteiden palosuojauksen tarve on harkittava tapauskohtaisesti. Sama koskee myös mahdollista palomitoitusta. (RIL 263-2014) Standardi SFS-EN 1993-5 ohjeistaa tekemään teräsponttiseinärakenteen mahdollisen palomitoituksen standardien SFS-EN 1991-1-2 ja SFS-EN 1993-1-2 sääntöjen perusteella. Käytännössä

tämä tarkoittaa sitä, että teräsponttiseinärakenteen palomitoitus tehdään kuten teräsrakenteiden palomitoitus yleensä.

4. TERÄSPONTTISEINÄN RAKENNETEKNINEN MITOITTAMINEN

Tässä luvussa käsitellään teräsponttiseinän standardin SFS-EN 1993-5 mukaista rakenneteknistä mitoittamista. Teräsponttiseinä mitoitetaan tapauskohtaisesti taivutuksen, leikkauksen ja aksiaalisen normaalivoiman vaikutuksille sekä niiden yhdistelmille. Luvussa otetaan kantaa U-profiilisia teräspontteja koskevaan taivutusmomenttikestävyyden pienentämiseen johtuen leikkausvoiman puutteellisesta siirtymisestä niiden lukkoliitoksissa. Lisäksi luvussa esitellään vedenpaineen paikallisen vaikutuksen huomioiminen.

4.1 Perusteet teräsponttiseinän rakennetekniseen mitoittamiseen

Tässä luvun 4 kohdassa 4.1 käsitellään perusteet teräsponttiseinien rakennetekniseen mitoittamiseen. Näihin perusteisiin lukeutuvat teräsponttien materiaaliominaisuudet, käytettävät kestävyysien osavarmuusluvut, teräsponttiprofiilien poikkileikkausmittojen merkinnät, poikkileikkausluokitus ja poikkileikkausluokan määrittäminen sekä rakennetta koskevat suositukset.

4.1.1 Yleistä

Taulukko 18 on standardin SFS-EN 1993-5 taulukko 3-1 kuumavalssattujen teräsponttiprofiilien teräslajien nimikkeistä ja lujuuksista. Samassa standardissa on vastaava taulukko myös kylmämuovatuille teräsponttiprofiileille. Standardin SFS-EN 10027-1 mukaisessa teräksen nimikkeessä S tarkoittaa rakenneterästä, lukuarvo vähimmäismyötölujuutta yksikössä MPa, G muita ominaisuuksia ja P paalutuslevyä.

Taulukko 18. Kuumavalssattujen teräsponttiprofiilien myötörajan f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimellisarvot. (SFS-EN 1993-5)

Teräksen nimike standardin EN 10027 mukaisesti	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S240 GP	240	340
S270 GP	270	410
S320 GP	320	440
S355 GP	355	480
S390 GP	390	490
S430 GP	430	510

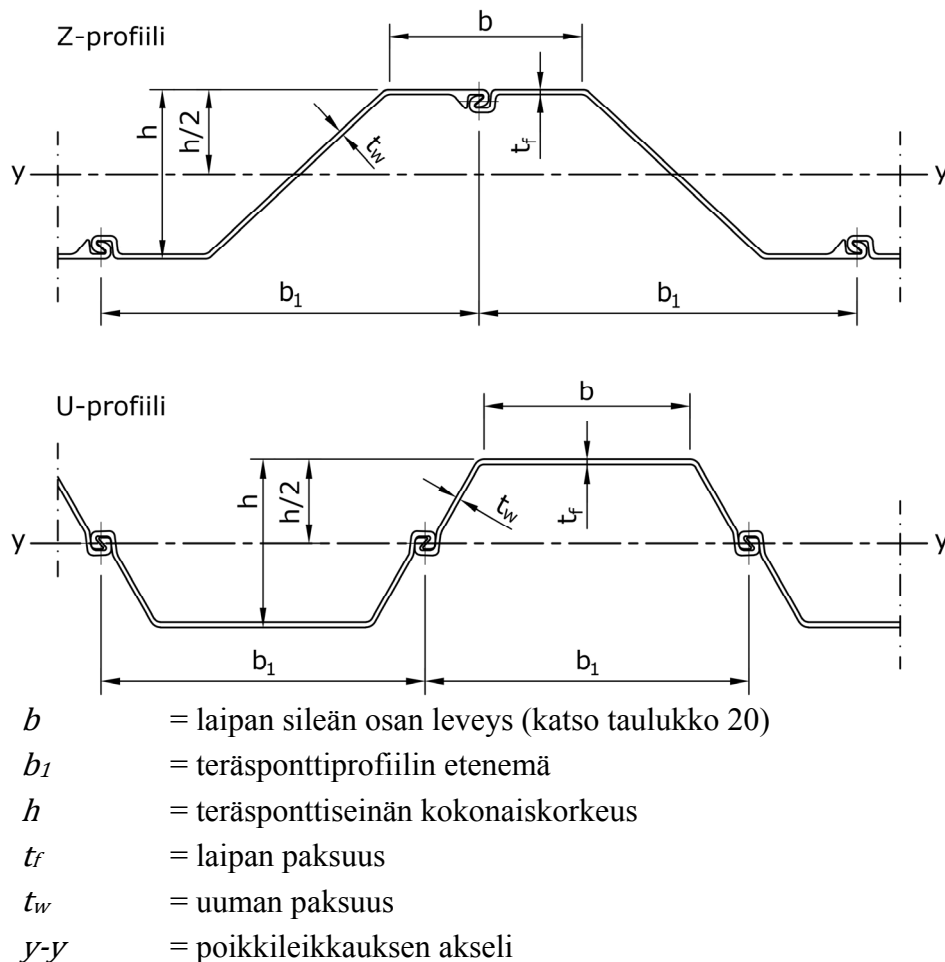
Murtorajatilatarkasteluissa käytetään teräsponttien osalta taulukon 19 mukaisia kestävyysien osavarmuuslukuja. Taulukossa γ_{M0} on poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku riippumatta poikkileikkausluokasta. Sauvojen kestävyydelle osavarmuusluku on γ_{M1} , kun laskelmat tehdään sauvan stabiiliuden tarkastuksena. Poikkileikkausten kestävyydelle vetomurtuman suhteen osavarmuusluku on γ_{M2} .

Taulukko 19. Suositellut kestävyysien osavarmuusluvut teräsponttiseinien mitoituksessa standardin SFS-EN 1993-5 mukaan.

Kestävyysien osavarmuusluvut teräsponteille	
γ_{M0}	1,00
γ_{M1}	1,10 ^a
γ_{M2}	1,25

^a Vertaa kohdan 5.1.1 taulukon 26 lukuarvoon.

Teräsponttiseinän teräsponttien poikkileikkausluokan määrittämisessä ja teräsponttiseinän mitoittamisessa yleisesti tarvittavia poikkileikkausmittoja on merkitty kuvaan 21 erikseen tyypillisistä Z-profiileista ja U-profiileista muodostuville teräsponttiseinille.



Kuva 21. Teräsponttiseinän poikkileikkausmitat.

4.1.2 Poikkileikkausluokitus

Standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaan poikkileikkausluokituksen tarkoituksena on tunnistaa, miten laajasti teräsprofiilin poikkileikkauksen paikallinen lommahdus rajoittaa sen kestävyyttä ja kiertymiskykyä. Poikkileikkausluokitus on riippuvainen teräsprofiilin puristettujen osien leveyden ja paksuuden suhteesta sekä teräksen myötölujuudesta.

Kokonaistarkastelu kimmoteorian mukaan

Kimmoteorian mukaisessa kokonaistarkastelussa perustana on teräksen käyttäytyminen lineaarisesti jännityksen ja venymän suhteen riippumatta jännitystasosta. Kimmoteorian mukaisen kokonaistarkastelun mukaan voidaan laskea sisäiset voimat ja momentit, vaikka plastisuusteorian mukaisesti laskettaisiin teräsprofiilin poikkileikkauksen kestävyys. Lisäksi edellä mainittua kokonaistarkastelua voidaan käyttää, kun poikkileikkauksen kestävyyttä rajoittaa paikallinen lommahdus. (SFS-EN 1993-1-1)

Kokonaistarkastelu plastisuusteorian mukaan

Plastisuusteorian mukaisessa kokonaistarkastelussa huomioidaan rakennejärjestelmän voimasuureita laskettaessa teräksen epälineaarisuuden vaikutukset. Rakenteen toiminnan mallintamiseen käytetään kimmoplastista, epälineaarista plastisuusteorian mukaista tai jäykkäplastista analyysiä. Rakenteen sauvoilla on oltava riittävä kiertymiskyky, jotta plastisuusteorian mukaista kokonaistarkastelua voidaan käyttää. Riittävä kiertymiskyky mahdollistaa tässä kokonaistarkastelussa vaaditun taivutusmomenttien uudelleenjakautumisen. (SFS-EN 1993-1-1)

Poikkileikkausluokat

Standardien SFS-EN 1993-1-1 ja SFS-EN 1993-5 mukaan analysointitapa, jota käytetään kuormitusten vaikutusten jakautumisen määrittämiseen, valitaan vastaamaan seuraavalaista poikkileikkausluokitusta:

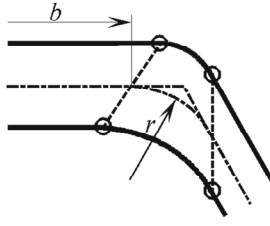
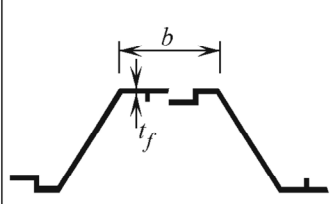
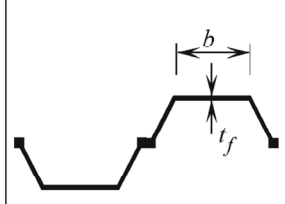
- Poikkileikkausluokan 1 (PL1) poikkileikkauksille voidaan laskea taivutusmomentit plastisuusteorian mukaan, jos rakenteen kiertymiskyky on riittävä. Toisin sanoen plastisuusteorian mukaisen kokonaistarkastelun vaatimat kiertymiskyvyltään riittävät nivelet pääsevät syntymään ilman, että poikkileikkauksen plastisuusteorian mukaista kestävyyttä tarvitsee pienentää.
- Poikkileikkausluokan 2 (PL2) poikkileikkauksille käytetään kimmoteorian mukaista kokonaistarkastelua, mutta plastisuusteorian mukaan määritetään poikkileikkauksen kestävyys. Rakenteen kiertymiskykyä rajoittaa paikallinen lommahdus.
- Poikkileikkausluokan 3 (PL3) poikkileikkauksille käytetään kimmoteorian mukaista kokonaistarkastelua, jännitykset poikkileikkauksissa lasketaan kimmoteorian mukaan ja myötääminen sallitaan poikkileikkauksien uloimmissa reunoissa.

Plastisuusteorian mukaista taivutusmomenttikestävyyden kehittymistä rajoittaa paikallinen lommahdus.

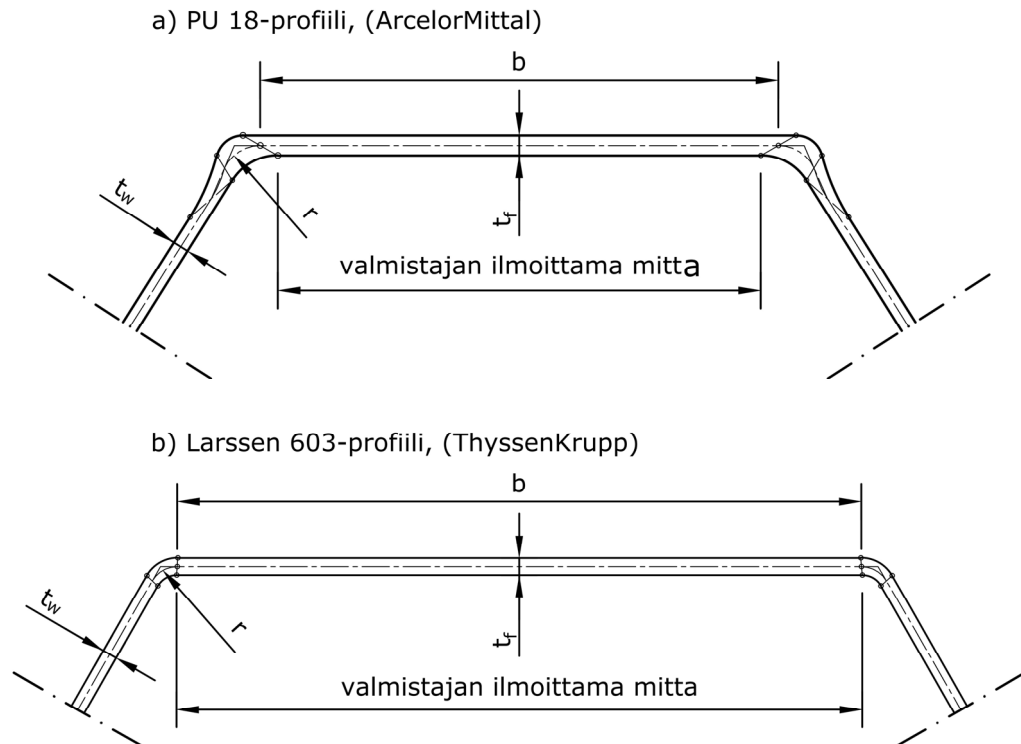
- Poikkileikkausluokan 4 (PL4) poikkileikkauksen kestävyys vaikuttaa paikallinen lommahtaminen, jota esiintyy jossain poikkileikkauksen pisteessä jo ennen myötörajan saavuttamista. Lisätietoa on esitetty standardin SFS-EN 1993-5 liitteessä A.

Poikkileikkaus kuuluu poikkileikkausluokkaan 4, jos se ei täytä poikkileikkausluokkien 1-3 (PL1-PL3) rajoja. Z- ja U-profiilisten teräsponttien poikkileikkausluokka määritetään taulukon 20 mukaan. Kertoimen ε lukuarvo riippuu teräksen myötölujuudesta f_y . (SFS-EN 1993-1-1; SFS-EN 1993-5)

Taulukko 20. Teräsponttiprofiilien poikkileikkausluokan määrittäminen.
(SFS-EN 1993-5)

Luokitus	Z-profiili				U-profiili			
								
Poikkileikkausluokka 1	<div>– käytetään samoja raja-arvoja kuin poikkileikkausluokalle 2</div> <div>– kiertyminen tulee tarkistaa</div>							
Poikkileikkausluokka 2	$\frac{b / t_f}{\varepsilon} \leq 45$				$\frac{b / t_f}{\varepsilon} \leq 37$			
Poikkileikkausluokka 3	$\frac{b / t_f}{\varepsilon} \leq 66$				$\frac{b / t_f}{\varepsilon} \leq 49$			
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430	
	ε	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74	
Merkinnät:								
<p><i>b</i>: laipan sileän osan leveys, joka mitataan nurkkien pyöristyssäteiden alkamiskohtien välisenä etäisyytenä edellyttäen, että suhde r/t_f on enintään 5,0; muissa tapauksissa käytetään tarkempaa menetelmää</p> <p><i>t_f</i>: laipan paksuus niissä laipoissa, joilla aineenpaksuus on vakio</p> <p><i>r</i>: uumien ja laippojen keskiviivojen muodostamien linjojen välisten nurkkapyöristysten säde</p> <p><i>f_y</i>: myötöraja.</p>								
HUOM. Poikkileikkausluokassa 1 tarkistetaan, että poikkileikkauksen plastinen kiertymiskyky on vähintään vaaditun plastisen kiertymisen suuruinen tarkasteltavassa mitoitusilanteessa. Ohjeita tästä (kiertymisen tarkistus) esitetään liitteessä C (SFS-EN 1993-5).								

Teräsponttien valmistajat, kuten esimerkiksi ArcelorMittal ja ThyssenKrupp, ilmoittavat taulukoissaan yleensä kuvaan 22 merkityn mitan teräsponttiprofiilin laipan leveydelle. On huomioitava, että joillain poikkileikkauksilla kyseinen mitta poikkeaa selvästi poikkileikkausluokan määrittämiseen käytetystä laipan sileän osan leveydestä b . Useilla teräsponttiprofiileilla ero näiden mittojen välillä on vain muutaman millimetrin luokkaa, mutta esimerkiksi PU 18-profiililla ero on lähes 20 mm.



Kuva 22. Teräsponttiprofilin laipan sileän osan leveys suhteessa valmistajan ilmoittamaan mittaan.

Vaihtoehtona taulukon 20 mukaiseen poikkileikkausluokan määrittämiseen standardin SFS-EN 1993-5 liitteessä C esitetään opastava ohje poikkileikkausluokan määrittämiseen sekä plastisen kiertymiskyvyn arviointiin. Liitettä C ei käsitellä tässä työssä. Kyseinen opastava ohje perustuu, kuten koko standardi, entisen Euroopan hiili- ja teräsyhteisön (EHTY) hankkeeseen, jonka tarkoitus oli tuottaa perusteet standardeille EN 1993-5 ja EN 1997-1. Hankkeen yhteydessä erilaisille teräsponteille tehtiin taivutuskokeita. Taivutuskokeilla oli tarkoitus määrittää poikkileikkausluokituksen raja-arvot teräsponttiprofiileille, joilla plastisuusteorian mukainen mitoittaminen sallitaan. (Bourne-Webb et al. 2007)

4.1.3 Korroosion vaikutus poikkileikkausluokkaan

Korroosiosta johtuva teräksen paksuuden pieneneminen tulee tapauskohtaisesti huomioida poikkileikkausluokan määrittämisessä. Korroosiosuojaustavat on käsitelty kohdassa 2.2.1. Suojaustarve ja suositeltavat arvot korroosionopeudelle eri olosuhteissa on käsitelty kohdassa 3.4.2.

Etenkin pysyvärakenteisiksi suunnitelluilla teräsponttiseinillä, joissa korroosio on huomioitu ainepaksuutta kasvattamalla, teräsponttien poikkileikkausluokka voi muuttua rakenteen käyttöiän aikana rakenneteknisen mitoittamisen kannalta epäedullisempaan suuntaan. Teräsponttiseinää mitoitettaessa suunnitellun käyttöiän ja olosuhteiden määrittämä korroosiovara vähennetään teräsponttien poikkileikkauksesta. Lopputilanteen

kuormat ja kuorman vaikutukset kohdistuvat tähän poikkileikkaukseen. Kaivuvaihe voidaan tarpeen mukaan mitoittaa vähentämättä korroosiovaraa poikkileikkauksesta. Esimerkiksi tämän työn laskentaesimerkissä (katso kuva 14) teräsponttiseinään kohdistuu tukitason 1 kohdalle kaivuvaiheen aikana suurempi leikkausvoima kuin lopputilanteessa. Kaivuvaihe aiheuttaa myös suurimman taivutusmomentin laskentaesimerkin teräsponttiseinälle.

4.1.4 Saavutettava hyöty poikkileikkausluokissa 1 ja 2

Kun teräsponttiseinien suunnittelussa voidaan käyttää täyttä plastisuusteorian mukaista taivutusmomenttikestävyyttä kimmoteorian mukaisen sijaan, on mahdollista käyttää taivutusvastukseltaan 0-15 % pienempiä profiileja. Plastisen kiertymisen salliminen teräsponttiseinille voi mahdollistaa taivutusvastukseltaan vielä 10-20 % pienemmät profiilit. Tosin plastisen kiertymisen hyödyntämiseen liittyy riskejä, eikä se ole suositeltavaa teräsponttiseiniä mitoitettaessa, kuten kohdassa 4.1.5 kerrotaan. (Bourne-Webb et al. 2007)

4.1.5 Suositukset teräsponttiseinien osalta

Bourne-Webb:n mukaan (sähköpostikeskustelu 2018) plastisen kiertymiskyvyn hyödyntäminen teräsponttiseinien suunnittelussa ei ole perusteltua ja on mahdollisesti vaarallista. Hänen näkemyksensä mukaan idea standardissa EN 1993-5 on, että plastinen taivutusmomenttikestävyys voidaan saavuttaa poikkileikkausluokkien 1 ja 2 teräsponteilla ja kyseistä rasitustasoa voidaan ylläpitää poikkileikkaukseen 1 kuuluvilla, kunnes rakenteen plastisen kiertymiskyvyn yläraja saavutetaan. Yhdeltä tasolta tuetuilla tai ulokkeellisilla teräsponttiseinillä taivutusmomenttikestävyyden yläraja tulee kuitenkin vastaan ennen kuin plastista kiertymää alkaa muodostua. Suurempi kiertymä johtaa poikkileikkauksen lommahtamiseen ja teräsponttiseinän romahtamiseen.

Tutkimuksessa (Bourne-Webb et al. 2007) teräsponteista rakennettua yhdeltä tasolta tuettua koeseinää tarkkailtiin kaivun edetessä. Havaittiin, että ero oli hyvin pieni kaivutason välillä, joissa koeseinän plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyys mobilisoitui ja merkkejä stabiliteetin menetyksestä alkoi esiintyä. Tutkimuksessa analysoitiin myös kahdelta tasolta tuettua teräsponttiseinää ja saatiin yksi plastinen nivel muodostumaan rakenteeseen, mutta samat ongelmat tulivat vastaan, kun mekanismi syntyi rakenteeseen. Bourne-Webb suositteleeikin asettamaan kestävyuden ylärajaksi poikkileikkausluokilla 1 ja 2 plastisuusteorian mukaisen taivutusmomenttikestävyyden ja pysymään laskelmissa kuormakertoimien ja osavarmuuslukujen avulla turvallisella puolella. Geotekniseen suunnitteluun liittyvät epävarmuustekijät lisäävät riskejä rakenteen suhteen.

Teräsponttivalmistaja ArcelorMittal:n suunnitteluohjeessa (Piling Handbook 2016) rajoitetaan teräsponttiseinien suunnittelu poikkileikkausluokkiin 2 ja 3. Tätä rajausta

perustellaan poikkileikkausluokan 1 osalta pysyvärakenteisiksi suunniteltujen teräsponttiseinien kiertymiskyvyn tarkistuksen hankaluudella. Korroosiosta johtuva teräksen ainepaksuuden pieneneminen muuttaa teräsponttiseinän kiertymiskykyä sen käyttöiän aikana. Poikkileikkausluokan 1 vaatimukset voidaan luotettavammin varmistaa työnaikaisilla teräsponttiseinillä.

ArcelorMittal:n mukaan on usein käytännöllisempää sekä teknisesti ja taloudellisesti kannattavampaa suunnitella teräsponttiseinä poikkileikkausluokkaan 2 kuuluvaksi. Tällöin voidaan hyödyntää teräsponttiprofiilin plastisuusteorian mukainen kestävyys kimmoteorian mukaisessa kokonaistarkastelussa, kunhan teräsponttiprofiili kuuluu poikkileikkausluokkaan 2 koko suunnitellun käyttöikänsä ajan.

Poikkileikkausluokkaan 4 kuuluvien teräsponttiprofiilien kohdalla on erityisen tärkeää varmistaa korroosion vaikutuksen alaisen poikkileikkauksen rakennetekninen kestävyys eri yhdistelmille, kuten taivutukselle, leikkaukselle ja paikalliselle lommahdukselle. On suositeltavaa, että teräsponttiprofiili on asentamisen kannalta riittävän jäykkä ja pysyisi koko suunnitellun käyttöikänsä ajan poikkileikkausluokassa 3. Pysyvärakenteisissa teräsponttiseinissä kriittisen poikkileikkauksen sijainnin tunnistaminen poikkileikkausluokassa 4 ei ole yksiselitteistä. (Piling Handbook 2016)

Edellä mainittujen perusteluiden lisäksi teräsponttiseinien rakenneteknisen mitoittamisen rajoittamista tai suositusta rajoittaa mitoitus poikkileikkausluokkiin 2 tai 3 voidaan perustella muillakin tavoilla. Teräsponttiseinä poikkeaa rakenteena monella tapaa tyypillisestä teräsrakentamisesta. Asentamisen toleranssit ja sijaintipoikkeamat ovat selvästi suurempia. Teräsponttiprofiilin poikkileikkausmitoissa on huomioitu asentamistyöstä aiheutuvat jännitykset teräsponttiprofiilille. Tätä työvaihetta ei yleensä rakenneteknisesti mitoiteta tai tarkastella. (Kujansuu, haastattelu 2018)

Lisäksi kohdan 3.4.2 taulukoissa 16 ja 17 esitetyt korroosionopeuden arviot ovat kokeellisesti havainnoituja. Korroosiosta johtuva teräksen ainepaksuuden pieneneminen vaihtelee koko teräspontin pituudella ja on riippuvainen ympäristöstä ja pohjaolosuhteista. (Kujansuu, haastattelu 2018)

4.2 Teräsponttiseinän taivutus ja leikkaus

Teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyys on tarkistettava kaikissa seinän kriittisissä kohdissa. Kuten kohdan 3.2.1 kuvasta 14 nähdään, muun muassa taivutusmomenttien maksimiarvojen kohdat tukitasojen välillä ja tukitasojen kohdilla sekä aksiaalisten kuormitusten kohdat ovat kriittisiä. Teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyyden mitoittamista ajatellen merkittävää kohtisuoraa leikkausrasitusta voi syntyä muun muassa useammalta kuin yhdeltä tasolta tuettujen teräsponttiseinien alempien tukitasojen kohdille. Kuvasta 14 nähdään myös, että kaivuvaihe voi saada aikaan suurimman taivutusmomenttirasituksen, mikä on erityisesti työnaikaisia teräsponttiseiniä mitoittaessa merkittävää.

4.2.1 Teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyys

Kun poikkileikkaukseen ei kohdistu leikkausvoimaa ja aksiaalista normaalivoimaa, taivutusmomentin mitoitusarvo M_{Ed} ei saa missään kohtaa teräsponttiseinän poikkileikkauksessa ylittää sen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ (kaava (6)). Taivutusmomentin mitoitusarvo M_{Ed} tulee määrittää kyseisen mitoitusapauksen laskelmien perusteella standardin SFS-EN 1997-1 mukaan.

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (6)$$

M_{Ed} = taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{c,Rd}$ = poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo

Teräsponttiseinän poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo $M_{c,Rd}$ lasketaan poikkileikkausluokissa 1 ja 2 kaavan (7) ja poikkileikkausluokassa 3 kaavan (8) mukaan. Poikkileikkausluokkaan 4 kuuluvien teräsponttiseinien mitoitus tehdään standardin SFS-EN 1993-5 liitteen A (*Ohutseinäinen teräksinen ponttiseinä*) mukaan.

$$M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad (7)$$

$$M_{c,Rd} = \beta_B W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad (8)$$

W_{el} = jatkuvan teräsponttiseinän taivutusvastus kimmoteorian mukaan

W_{pl} = jatkuvan teräsponttiseinän taivutusvastus plastisuusteorian mukaan

β_B = kerroin, joka huomioi leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen U-profiilisen teräspontin lukkoliitoksessa (katso kohta 4.2.2)

γ_{M0} = poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku (katso taulukko 19)

4.2.2 Leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen lukkoliitoksessa

Teräspontin pituussuuntaisen leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen lukkoliitoksissa huomioidaan U-profiilisista teräsponteista muodostuvien teräsponttiseinien rakenneteknisessä mitoittamisessa kertoimien β_B ja β_D avulla. Kertoimen β_B avulla pienennetään tapauskohtaisesti teräsponttiseinän taivutusvastusta (katso kohdan 4.2.1 kaavat (7) ja (8)) ja kertoimella β_D vastaavasti teräsponttiseinän taivutusjäykkyyttä (katso kohdan 4.3.1 kaava (25)).

Leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen teräsponttien lukkoliitoksissa huomioivat kertoimet β_B ja β_D ovat Z-profiilisista teräsponteista muodostuvilla teräsponttiseinillä 1,0. Sama koskee tapauksia, joissa teräsponttiseinä muodostuu kolmen toisiinsa hitsaamalla tai puristamalla liitetyn U-profiilisen teräspontin ryhmistä. Jos U-profiilisten teräsponttien kiinnitys toisiinsa on vähäisempää, kertoimien β_B ja β_D lukuarvot ovat 1,0 tai alle. Leikkausvoiman siirtymisaste on riippuvainen seuraavista tekijöistä:

- pohjaolosuhteet
- teräspontin tyyppi (poikkileikkauksen muoto)
- tukitasojen lukumäärä ja niiden vaakapalkkien kiinnittyminen teräsponttiseinään
- teräsponttien asennusmenetelmä
- teräsponttien lukkoliitosten käsittely (esimerkiksi lukkoliitosten osittainen kiinnitys hitsaamalla tai liitoksien voitelu)
- teräsponttiseinän ulokkeellinen osa (ylimmän tukitason yläpuolinen tai alimman tukitason alapuolinen korkeus).

Kertoimien β_B ja β_D lukuarvoja eri tapauksille ei ole esitetty standardissa SFS-EN 1993-5 edellä mainittua tarkemmin ja standardin kansallisessa liitteessä sanotaan, että kertoimien lukuarvot on selvitettävä luotettavasti tapauskohtaisesti.

Teräsponttivalmistaja ArcelorMittal esittää suunnitteluohjeessaan (Piling Handbook 2016) Iso-Britanniassa ja Pohjois-Irlannissa (Eurocode 3, UK National Annex) käytössä olevan kansallisen liitteen mukaiset taulukot kertoimille β_B ja β_D . Kyseisistä taulukoista saatavien kertoimien lukuarvot riippuvat pohjaolosuhteista, tukitasojen lukumäärästä ja kahden U-profiilin välisestä liitoksesta. Kertoimen β_B lukuarvo on epäsuotuisimmassa tapauksessa 0,40. Jos lukkoliitoksia ei voidella tai täytetä tiivistysmassalla, kerrointa β_B sallitaan korotettavan 0,05. Samoin lukkoliitosten hitsausliitoksia lisäämällä kerrointa β_B voi korottaa tapauksesta riippuen 0,10-0,20. Taulukon epäsuotuisimmat olosuhteet tarkoittavat tapauksia, joissa hienorakeiset maakerrokset ovat hyvin löyhiä tai teräspontit ovat vedessä, tukitasoja ei ole ja teräsponttien välisille lukkoliitoksille ei ole tehty mitään toimenpiteitä. Vastaava lukuarvo kertoimelle β_D on 0,30 ja korotukset edellä mainituissa tapauksissa ovat 0,05 ja 0,15-0,25.

Vertailun vuoksi voidaan laskea yksittäisten teräsponttien taivutusvastusten summa metrin leveyttä kohden kuvaamaan tilannetta, jossa teräspontit ovat irti lukkoliitoksistaan ja verrata tulosta taivutusvastuksen arvoon juoksumetriä kohden. Teräsponttivalmistajat ilmoittavat yleensä taulukoissaan yksittäisen teräspontin taivutusvastuksen, kahden ja kolmen toisiinsa liitetyn teräspontin taivutusvastukset sekä teräsponttiseinän taivutusvastuksen juoksumetriä kohden. Taulukoiduissa arvoissa oletetaan, että leikkausvoima siirtyy täysin liitettyjen teräsponttien lukkoliitoksissa.

Jos yksittäisen teräspontin taivutusvastuksen arvon jakaa kyseisen teräspontin eteneväällä, saadaan taivutusvastuksen arvo juoksumetriä kohden tilanteessa, jossa teräspontit eivät ole lukkoliitoksissaan, eli teräspontti toimii rakenteessa yksittäisenä. Tällä laskennalla saadaan teräsponttivalmistaja ArcelorMittal:n U-profiilisten teräsponttien kohdalla tulokseksi, että yksittäisten teräsponttien taivutusvastukset juoksumetriä kohden ovat 31,9-57,3 % taivutusvastuksen arvosta juoksumetriä kohden, jossa teräspontit on liitetty yhteen ja leikkausvoima välittyy täysin. Mikäli vastaavanlaisen laskennan suorittaa verraten hitausmomenttien arvoja, on yksittäisten teräsponttien hitausmomentit juoksumetriä kohden 24,6-37,2 % hitausmomentin arvosta juoksumetriä kohden, jossa leikkausvoima välittyy täysin.

Tulokset ovat osittain vertailukelpoisia edellä mainitun kansallisen liitteen (Eurocode 3, UK National Annex) kertoimien β_B ja β_D lukuarvojen kanssa teräsponteilla, joilla edellä esitetyt laskennat antavat suuruusluokaltaan samankaltaiset tulokset. Teräsponteilla, joilla laskentatulokset poikkeavat selvästi edellä mainituista kertoimien epäsuotuisimpien tapauksien lukuarvoista, kertoimia β_B ja β_D tulisi korottaa tai pienentää riippuen, ovatko tulokset yli vai alle. Laskentatuloksista voidaan päätellä, että teräspontin muoto tulisi huomioida kertoimien lukuarvoissa.

Ruotsalaisessa tukiseinien suunnitteluohjeessa (Sponthandboken 2018) kertoimet β_B ja β_D esitetään Iso-Britanniassa ja Pohjois-Irlannissa käytössä olevia taulukoita yksinkertaisemmin, kuten taulukosta 21 nähdään.

Taulukko 21. Ruotsissa käytössä olevat lukuarvot kertoimille β_B ja β_D eri pohjaolosuhteissa käytettäessä U-profiilisia teräspontteja. (Sponthandboken 2018)

Pohjaolosuhde	β_B	β_D
Vapaa vesi	0,4 – 0,5	0,2 – 0,3
Lieju	0,6 – 0,7	0,4 – 0,5
Savi	0,8 – 0,9	0,6 – 0,8
Hienorakeiset kitkamaat	0,9 – 1,0	0,8 – 1,0

Suomessa hyvin vanhassa kirjallisuudessa (RIL 95 1974) mainitaan, että U-profiilisista teräsponteista rakennetuissa teräsponttiseinissä taivutusvastuksen arvoa tulee pienentää kertoimella, joka on välillä 0,70-0,95. Vuoden 2018 loppupuolella julkaistavassa RIL:n tukiseinien rakenneteknisessä mitoitusohjeessa kertoimien β_B ja β_D lukuarvot esitetään Ruotsin tapaan. Perälän mukaan (haastattelu 2018) tulevan 2020-luvun teräsrakenteiden eurokoodien uudistuksen myötä standardiin SFS-EN 1993-5 tulee taulukko kertoimien β_B ja β_D lukuarvojen määrittämiseen.

4.2.3 Leikkausvoiman siirtymisen tehostaminen lukkoliitoksessa

U-profiilisilla teräsponteilla leikkausvoiman siirtymistä teräsponttien lukkoliitoksissa voidaan tehostaa kiinnittämällä teräspontit toisiinsa hitsaus- tai puristusliitoksien. Mitoitusteknisesti leikkausvoiman oletetaan siirtyvän tällöin kokonaan näiden hitsaus- tai puristusliitosten välityksellä, eikä esimerkiksi lukkoprofiilien välisen kitkan vaikutuksella.

Teräsponttien välisten lukkoliitosten päittäishitsit suunnitellaan standardin SFS-EN 1993-1-8 mukaan. Mitoitusohjeita päittäishitsiliitoksien kestävyyksille on esitetty edellä mainitun standardin kohdassa 4.7 ja suunnitteluohjeita vastaavasti kohdassa 4.3. Teräksen korroosio tulee huomioida myös hitsisaumoissa. Jos mitkä tahansa teräsponttiprofiilit liitetään ennen asennusta toisiinsa päittäishitsiliitoksiin, jotka ovat jatkuvan hitsisauman sijaan katkositsejä, tulee teräspontit liittää molemmista päistään jatkuvien 500 mm pituisin

hitsiliitoksiin. Tällöin vältetään mahdollisilta asennusaikaisilta liitosten liiallisilta rasituksilta.

Puristuskiinnityspisteiden osalta tulee varmistua, että liitoskohdat pystyvät siirtämään lukkoliitoksiin vaikuttavat leikkausvoiman resultantit. Jos yksin- tai kaksinkertaisten puristuskiinnityspisteiden väliset etäisyydet ovat enintään 0,7 m ja kolminkertaisilla enintään 1,0 m, voidaan jokaisen puristuskiinnityspisteeseen olettaa siirtävän yhtä suuren leikkausvoiman. Puristuskiinnityspisteeseen tulee täyttää kaavan (9) mukainen mitoitusehto.

$$V_{Ed,pur} \leq R_{k,pur}/\gamma_{M0} \quad (9)$$

$R_{k,pur}$ = puristuskiinnityspisteiden kestävyys ominaisarvo

$V_{Ed,pur}$ = puristuskiinnityspisteeseen kohdistuvan leikkausvoiman mitoitusarvo

Puristuskiinnityspisteiden kestävyys ominaisarvo tulee määrittää kokeellisesti noudattaen standardien SFS-EN 1990, SFS-EN 1993-1-1 ja SFS-EN 1997-1 yleissääntöjä. Muun muassa mitoituskestävyyden kokeellinen määrittäminen on ohjeistettu standardin SFS-EN 1990 liitteessä D.

4.2.4 Teräsponttiseinän leikkauskestävyys

Teräsponttiprofiilien uumat mitoitetaan leikkaukselle. Kaavan (10) mukainen ehto tulee täyttyä jokaisessa teräsponttiseinän poikkileikkauksessa. Huomioitavaa on, että leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} lasketaan yleensä 1 jn tarkasteluleveyttä kohti. Tällöin teräsponttiseinän yksittäisen uuman plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{pl,w,Rd}$ tulee jakaa teräspontin etenemällä b_1 laskettaessa teräsponttiseinän plastisuusteorian mukaista leikkauskestävyyden mitoitusarvoa $V_{pl,Rd}$ (kaava (11)).

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (10)$$

V_{Ed} = leikkausvoiman mitoitusarvo

$V_{pl,Rd}$ = plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo

$$V_{pl,Rd} = \frac{V_{pl,w,Rd}}{b_1} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0} b_1} \quad (11)$$

A_v = leikkauspinta-alan projektio yksittäiselle uumalle, joka tulee määrittää samassa suunnassa kuin leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} vaikuttaa

b_1 = teräspontin etenemä (katso kuva 21)

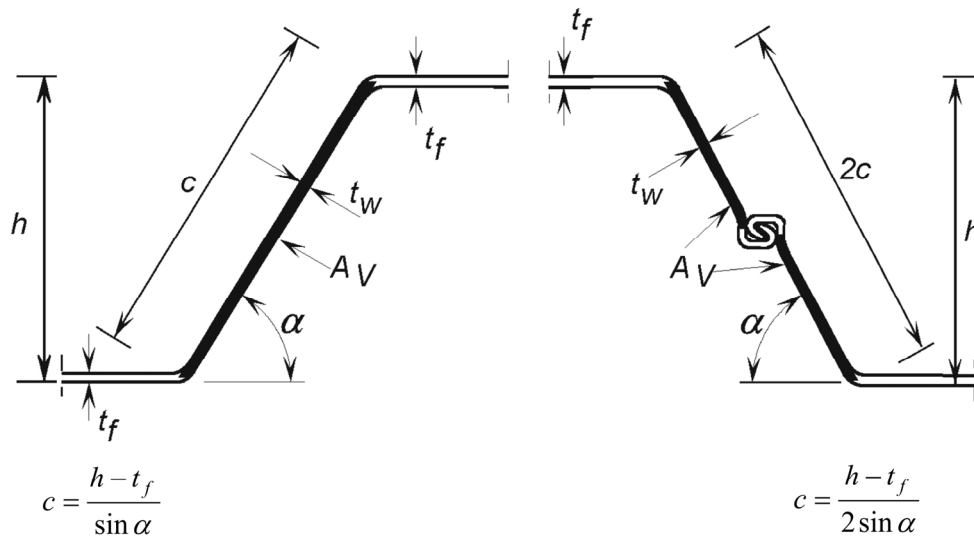
Leikkauspinta-alan projektio Z- tai U-profiilisten teräsponttien uumille määritetään kaavan (12) mukaan. Profiileille, joilla uuman paksuus t_w on muuttuva vinolla korkeudella c , valitaan uuman paksuudeksi pienin arvo (katso kuva 23). Teräsponttien lukkoliitokset eivät kuulu uuman t_w paksuuden määrittämiseen.

$$A_v = t_w(h - t_f) \quad (12)$$

h = profiilin kokonaiskorkeus

t_f = laipan paksuus

t_w = uuman paksuus



a) Z-profiili

b) U-profiili

c = uuman vino korkeus

α = uuman kaltevuuskulma

Kuva 23. Teräsponttiprofiilin uuman leikkauspinta-alan määrittäminen.
(SFS-EN 1993-5)

4.2.5 Teräspontin uuman leikkauslommahduskestävyys

Teräsponttien uumien leikkauslommahduskestävyys on tarkistettava, mikäli kaavan (13) mukainen ehto täyttyy.

$$c/t_w > 72\varepsilon \quad (13)$$

ε = kerroin (katso taulukko 20)

Mitoitusarvo leikkauslommahduskestävyydelle lasketaan kaavan (14) mukaan. Kaavassa f_{bv} tarkoittaa standardin SFS-EN 1993-1-3 mukaista leikkauslommahduslujuutta uumalle tilanteessa, jossa tuen kohdalla ei ole jäykisteitä ja muunnettu hoikkuus lasketaan kaavalla (15).

$$V_{b,Rd} = \frac{(h - t_f)t_w f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{c}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (15)$$

- E = teräksen kimmokerroin
 f_y = teräksen myötörlujuus
 f_{bv} = uuman leikkauslommahduslujuus
 $V_{b,Rd}$ = leikkauslommahduskestävyyden mitoitusarvo
 $\bar{\lambda}_w$ = uuman muunnettu hoikkuus

Leikkauslommahduslujuuden arvot on esitetty taulukossa 22. Kun mitoitetaan kuuma- valssattuja teräsponsnttiprofiileja, käytetään alla olevan taulukon kaavoissa f_{yb} sijaan kuuma- valssatun teräksen myötörajaa f_y . Taulukon kaavoihin on merkitty f_{yb} , joka tarkoittaa kylmämuovauksessa käytetyn teräksen nimellistä perusmyötörajaa, sillä standardi SFS- EN 1993-1-3 käsittelee yleisesti kylmämuovattua terästä. Muunnetun hoikkuuden kaava jäykistetyille uumalle on esitetty erikseen edellä mainitun standardin sivulla 45.

Taulukko 22. Leikkauslommahduslujuus f_{bv} uumalle. (SFS-EN 1993-1-3, taulukko 6.1)

Uuman muunnettu hoikkuus	Uuma, jossa tuen kohdalla ei ole jäykisteitä	Uuma, jossa tuen kohdalla on jäykisteet ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
¹⁾ Jäykisteet tuella, kuten tukilevyt, jotka sijoitetaan estämään uuman vääristyminen ja suunnitellaan kestävä tukireaktio.		

4.2.6 Teräsponsnttiseinän yhdistetty taivutus ja leikkaus

Taivutuskestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei ole tarpeen pienentää, jos leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on puolet tai alle plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyyden mitoitusarvosta $V_{pl,Rd}$. Kun V_{Ed} on yli puolet arvosta $V_{pl,Rd}$, tulee teräsponsnttiprofiilin plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo laskea kaavalla (16). Huomioitavaa on, että leikkauspinta-alan projektio A_v ja uuman paksuus t_w on määritettävä samaa tarkasteluleveyttä kohden kuin taivutusvastus W_{pl} . Kaavassa (16) esiintyvä kerroin ρ lasketaan kaavan (17) mukaan. Leikkausvoiman huomioiva plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden pienennetty mitoitusarvo $M_{V,Rd}$ ei saa olla suurempi kuin taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo $M_{c,Rd}$ (kaava (18)).

$$M_{V,Rd} = \left[\beta_B W_{pl} - \frac{\rho A_V^2}{4 t_w \sin \alpha} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{poikkileikkausluokat 1 ja 2} \quad (16)$$

$$\rho = (2 V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad (17)$$

$$M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (18)$$

- A_V = kaavan (12) mukainen leikkauspinta-alan projektiio
 $M_{V,Rd}$ = leikkausvoiman huomioiva plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyys pienennetty mitoitusarvo
 α = kuvan 23 mukainen uuman kaltevuuskulma
 β_B = leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen lukkiutoksissa huomioiva kerroin (katso kohta 4.2.2)

Kaava (16) voidaan kirjoittaa auki, jotta nähdään sen muodostuvan kuvassa 23 esitetyistä poikkileikkausarvoista, kaavan (12) mukaisesta uuman leikkauspinta-alan projektiosta sekä alla esitetystä (kaava (19)) vinon suorakaidepoikkileikkauksen plastisuusteorian mukaisesta taivutusvastuksesta. Tällöin kaava (16) aukikirjoitettuna sievenee kaavan (20) mukaiseksi. Taivutusvastukset tulee laskea samaa teräsponttiseinän tarkasteluleveyttä kohden.

$$W_{pl,w} = \frac{t_w (h - t_f)^2}{4 \sin \alpha} \quad (19)$$

$$\begin{aligned}
 M_{V,Rd} &= \left[\beta_B W_{pl} - \frac{\rho A_V^2}{4 t_w \sin \alpha} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left[\beta_B W_{pl} - \frac{\rho t_w^2 h_w^2}{4 t_w \sin \alpha} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= \left[\beta_B W_{pl} - \frac{\rho t_w (h - t_f)^2}{4 \sin \alpha} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= [\beta_B (W_{pl,f} + W_{pl,w}) - \rho W_{pl,w}] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0} - \rho W_{pl,w} f_y / \gamma_{M0} = M_{pl,Rd} - \rho M_{pl,w,Rd}
 \end{aligned} \quad (20)$$

- h_w = uuman korkeuden projektiio, ($= h - t_f$)
 $M_{pl,w,Rd}$ = uuman plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyys
 $W_{pl,f}$ = poikkileikkauksen laippojen plastisuusteorian mukainen taivutusvastus
 $W_{pl,w}$ = poikkileikkauksen uuman plastisuusteorian mukainen taivutusvastus
 β_B = (katso kohta 4.2.2)

Poikkileikkausluokkaan 3 ja 4 kuuluvilla teräsponttiseinillä taivutusmomentin ja leikkausvoiman yhteisvaikutus voidaan tarkastella muun muassa standardissa SFS-EN 1993-1-1 esitetyn von Mises-myötoehdon (kaava (21)) mukaan. Tarkastelut tulee tehdä poikkileikkauksen kriittisissä pisteissä ja poikkileikkausluokan 4 teräsponteilla tulee käyttää tehollista poikkileikkausta. Kaava (21) voidaan esittää kaavan (22) mukaisessa muodossa, joka on mitoitusarkasteluita ajatellen yksinkertaisempi muoto.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (21)$$

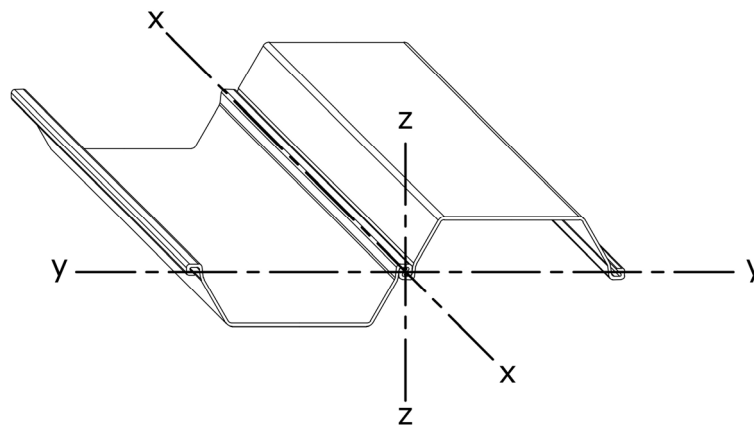
$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (22)$$

$\sigma_{x,Ed}$ = tarkasteltavan kohdan pituussuuntainen paikallinen mitoitusjännitys

$\sigma_{z,Ed}$ = tarkasteltavan kohdan poikittainen paikallinen mitoitusjännitys

τ_{Ed} = tarkasteltavan kohdan paikallisen leikkausjännityksen mitoitusarvo

Poikkileikkauksen akselit on esitetty alla olevassa kuvassa 24. Kaavojen (21) ja (22) jännitysten suunnat vastaavat näitä akseleita.



Kuva 24. Teräsponttiseinän poikkileikkauksen akselit.

4.3 Teräsponttiseinään kohdistuva aksiaalinen normaalivoima

Teräsponttiseinään ei yleensä kohdistu rakenneteknisen mitoittamisen kannalta merkittäviä aksiaalisia normaalivoimia, ellei tuenta ole toteutettu esijännitetyillä vaakasuoraan nähden kulmaan asennetuilla vetoankkureilla, eikä teräsponttiseinällä välitetä muista rakenteista aiheutuvia pystykuormia. Pysyvärakenneiseksi suunniteltua teräsponttiseinää voidaan tapauskohtaisesti hyödyntää kantamaan kaivantoon tulevien pysyvien rakenteiden aiheuttamia pystykuormia.

4.3.1 Nurjahdus

Nurjahdusta ei tarvitse huomioida yhdistetyn taivutuksen ja puristuksen tapauksessa, jos mitoitusehto (23) toteutuu. Muussa tapauksessa nurjahdus tulee tarkistaa. Esitetyissä kaavoissa oletetaan, että aksiaalinen normaalivoima on jakautunut tasan teräsponttiseinän tarkasteluleveyttä $[j_m]$ kohden. Aksiaalisen normaalivoiman jakautuminen on tarkasteltava tapauskohtaisesti, sillä joissain tapauksissa aksiaaliset normaalivoimat kohdistuvat vain yksittäisille teräsponteille (katso kohta 2.1.5).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04 \quad (23)$$

N_{cr} = teräsponttiseinän kriittinen kuorma kimmoteorian mukaan

N_{Ed} = aksiaalisen normaalivoiman mitoitussarvo

Kimmoteorian mukainen teräsponttiseinän kriittinen kuorma N_{cr} tulee laskea tapaukseen soveltuvan maaperämallin avulla huomioiden ainoastaan teräsponttiprofiileihin kohdistuvat puristusvoimat. Vaihtoehtoisesti N_{cr} voidaan laskea kaavalla (24).

$$N_{cr} = (EI)_{eff} \pi^2 / l^2 \quad (24)$$

$$(EI)_{eff} = \beta_D (EI) \quad (25)$$

$(EI)_{eff}$ = teräsponttiseinän tehollinen taivutusjäykkyys

E = teräsponttiprofiilin teräksen kimmokerroin

I = jatkuvan teräsponttiseinän hitausmomentti

l = nurjahduspituus

β_D = kerroin, joka huomioi leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen U-profiilisen teräspontin lukkoliitoksessa

Kaavan (24) nurjahduspituus l määritetään kuvan 25 mukaan, jos maan teräsponttiseinälle antama tuki on vapaa tai teräsponttiseinän alapää on kiinnitetty kallioon. Mikäli maan antama tuki on riittävän jäykkä, nurjahduspituuden määrittäminen tehdään kuvan 26 mukaan. Kaavassa (25) esiintyvän kertoimen β_D määrittämisestä on kerrottu kohdassa 4.2.2.

Tässä esitettyä yksinkertaistettua nurjahdustarkastelua voidaan käyttää, jos teräsponttiseinään liittyvät rakenneosat maan antama tuki mukaan lukien muodostavat seuraavanlaiset reunaehdot teräsponttiseinälle:

- Siirtymättömät tukiehdot on taattu teräsponttiseinälle.
- Nämä tukiehdot vastaavat nurjahdusmuotoa, joka sivusiirtymättömällä tapauksella on.

Liittyvillä rakenneosilla tarkoitetaan teräsponttiseinän tuennan rakenneosia, kuten esimerkiksi tukitasojen vaakapalkkeja ankkurointeineen tai puristussauvoineen sekä juuripultteja ja juuripalkkia. Teräsponttiseinä ei nurjahda, mikäli mitoitusehto (26) on voimassa poikkileikkausluokkiin 1, 2 ja 3 kuuluvilla teräsponttiseinillä. Poikkileikkausluokan mukainen normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo lasketaan kohdan 4.3.2 kaavan (31) mukaan. Nurjahduksen pienennystekijän χ määrittäminen on esitetty tässä standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaan (kaavat (27), (28) ja (29)). Poikkileikkausluokkaan 4 kuuluvien teräsponttiseinien nurjahdustarkastelu on ohjeistettu standardin SFS-EN 1993-5 liitteessä A.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{c,Rd}(\gamma_{M0}/\gamma_{M1})} + 1,15 \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}(\gamma_{M0}/\gamma_{M1})} \leq 1,0 \quad (26)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (27)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (28)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (29)$$

$M_{c,Rd}$ = poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo kohdan 4.2.1 mukaan

$N_{c,Rd}$ = poikkileikkauksen aksiaalisen normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo (katso kohdan 4.3.2 kaava (31))

γ_{M0} = osavarmuusluku (katso kohdan 4.1.1 taulukko 19)

γ_{M1} = osavarmuusluku (katso kohdan 4.1.1 taulukko 19)

χ = nurjahduksen pienennystekijä, $\chi \leq 1,0$

Φ = pienennystekijän χ määrittämiseen tarvittava muuttuja

α = epätarkkuustekijä (katso taulukko 23)

$\bar{\lambda}$ = aksiaalisesti puristetun sauvan muunnettu hoikkuus (PL1-PL3)

N_{cr} = kriittinen kuorma kimmoteorian mukaan, joka voidaan määrittää kaavan (24) mukaan

A = poikkileikkauksen pinta-ala

Teräsponttiseinillä epätarkkuustekijälle α käytetään nurjahduskäyrän d mukaista arvoa taulukosta 23. Teräsponttien asentamisesta aiheutuvat epätarkkuudet sisältyvät nurjahduskäyrään d arvoon 0,5 % kaltevuuteen saakka nurjahduspituuden l arvosta. Standardin SFS-EN 1993-5 mukaan tämä on hyvä käytäntö.

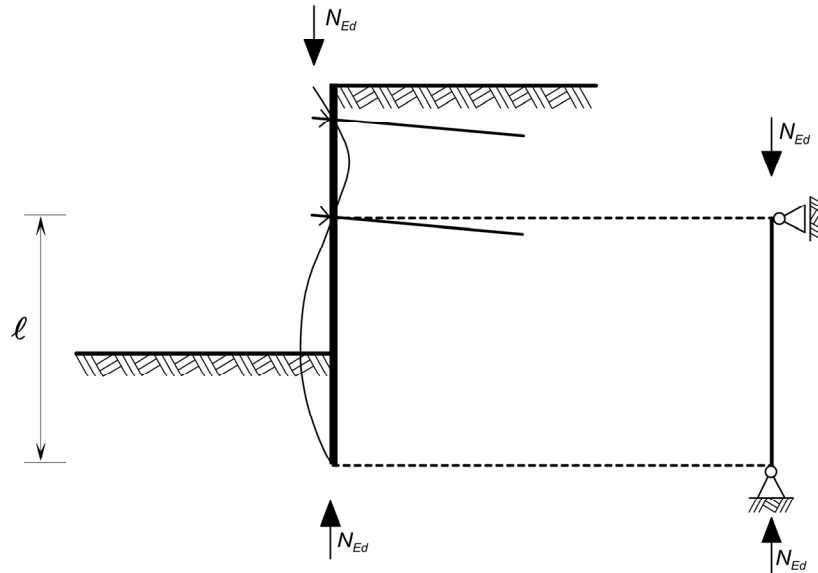
Taulukko 23. Nurjahduskäyriä vastaavat epätarkkuustekijät α . (SFS-EN 1993-1-1)

Nurjahduskäyrä	a_0	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Edellä mainittu epätarkkuus on varsin pieni verrattaessa kohdassa 2.1.1 esitettyihin RIL:n Kaivanto-ohjeen ja standardin SFS-EN 12063 teräsponttiseinän yläpään sallittuihin sijaintipoikkeamiin ja kaltevuuskulmiin.

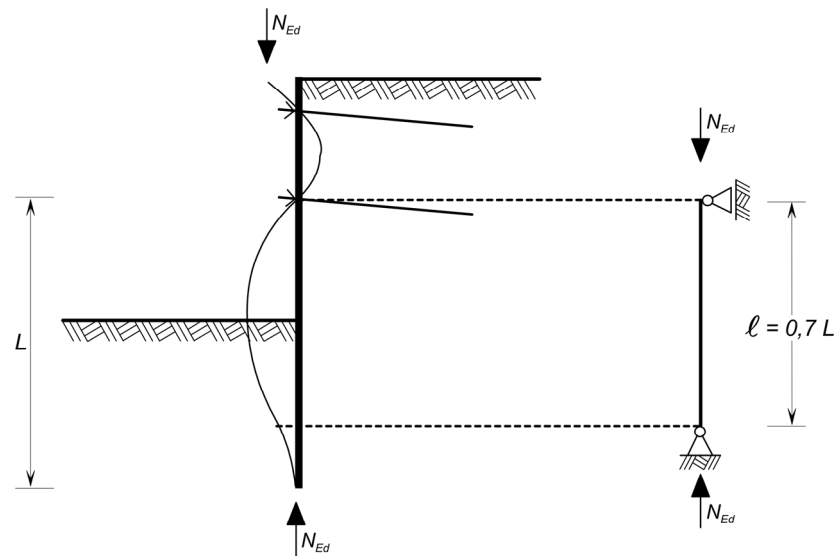
Nurjahduspituuden l voi määrittää seuraavalla standardin SFS-EN 1993-5 yksinkertaistettulla menetelmällä, jos teräsponttiseinän nurjahdusmuoto vastaa sivusiirtymättömän rakenteen nurjahdusmuotoa. Kyseisen ehdon voidaan olettaa toteutuvan, mikäli $N_{Ed} / 100$ suuruisen voiman aiheuttama lisäsiirtymä vaakatuella on alle $l / 500$. Tällöin tuen katsotaan antavan riittävän kiinnityksen. Mikäli riittävää kiinnitystä ei ole, on tehtävä standardin SFS-EN 1993-1-1 mukainen yksityiskohtainen nurjahdustarkastelu. Nurjahduspituus voidaan edellä mainitun ehdon täytyessä määrittää seuraavasti:

- Jos yleiskaivutason alapuolinen maa kykenee kestäämään standardin SFS-EN 1993-5 kaavan 5.14 mukaisen teräsponttiseinän kärjen lisävaakavoiman $F_{Q,Ed}$ kitkan tai maan passiivipaineen avulla tai teräsponttiseinän alapää on kiinnitetty kallioon, voidaan nurjahduspituudeksi l valita teräsponttiseinän alapään ja alimman tukitason välinen etäisyys alla olevan kuvan 25 mukaan. Ohje lisävaakavoiman $F_{Q,Ed}$ määrittämiselle on esitetty standardin kohdassa 5.2.3.



Kuva 25. Nurjahduspituuden l määrittäminen, kun N_{cr} lasketaan kaavan (24) mukaan ja kaivannon puoleinen maa tai teräsponttiseinän kiinnitys kallioon antaa vapaan tuen teräsponttiseinän alapääle. (SFS-EN 1993-5)

- Mikäli yleiskaivutason alapuolinen maa antaa riittävän jäykän tuen, voidaan nurjahduspituuden l arvoksi valita teräsponttiseinän alapään ja alimman tukitason välisestä etäisyydestä 70 % kuvan 26 mukaan.



Kuva 26. Nurjahduspituuden l määrittäminen, kun N_{cr} lasketaan kaavan (24) mukaan ja kaivannon puoleinen maa antaa riittävän jäykän tuen teräsponttiseinälle.
(SFS-EN 1993-5)

Edellä esitetty nurjahdustarkastelu ei kaikissa mitoitustapauksissa johda realistisiin laskentatuloksiin. Esimerkkinä voidaan mainita teräsponttiseinät, joissa teräspontit upotetaan yleiskaivutason nähden huomattavan syvälle yleiskaivutason alapuolelle. Lisäksi mahdollinen oletus ankkurivoimien pystykomponenttien siirtymisestä vain ankkureiden kohdilla olevien teräsponttien välityksellä johtaa monissa mitoitustapauksissa epärealistisiin laskentatuloksiin. Lukkoliitoksiin asennettuna vierekkäiset teräspontit tukevat toisiaan nurjahdusta ajatellen ja pystykuorma voi useissa mitoitustapauksissa jakaantua viereisille teräsponteille muun muassa lukkoliitoksissa vaikuttavan kitkan avulla. Pystykuormien siirtyminen yksittäisten teräsponttien välityksillä on realistinen käytännössä tilanteissa, joissa ankkureiden kohdilla olevat yksittäiset teräspontit upotetaan viereisiä teräspontteja selvästi syvemmälle muun muassa riittävää pystykantavuutta tavoiteltaessa (katso kohta 2.1.5) tai teräspontit on asennettu limittäin. (Kujansuu, haastattelu 2018)

4.3.2 Yhdistetty puristus ja taivutus

Aksiaalisen normaalivoiman kohdistuessa teräsponttiseinään tulee sen mitoitussarvon N_{Ed} täyttää mitoitusehto (30) kaikissa poikkileikkauksissa. Poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3 teräsponttiseinän poikkileikkausluokan mukainen normaalivoimakestävyyden mitoitussarvo $N_{c,Rd}$ lasketaan kaavan (31) mukaan.

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (30)$$

$$N_{c,Rd} = Af_y/\gamma_{M0} \quad (31)$$

A = poikkileikkauksen pinta-ala

f_y = teräksen myötölujuus

γ_{M0} = osavarmuusluku (katso kohdan 4.1.1 taulukko 19)

Laskettaessa taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3 aksiaalisen normaalivoiman vaikutusta kyseiseen mitoitusarvoon ei tarvitse huomioida, jos alla esitetty tapauskohtainen mitoitusehto täyttyy:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq \eta_1 \quad (32)$$

η_1 = 0,1 (raja-arvo Z-profiilisille teräsponteille, poikkileikkausluokat 1 ja 2)

= 0,25 (raja-arvo U-profiilisille teräsponteille, poikkileikkausluokat 1 ja 2)

= 0,1 (raja-arvo teräsponteille, poikkileikkausluokka 3)

Jos edellä esitetty mitoitusehto (kaava (32)) ei toteudu ja leikkausvoiman vaikutusta ei ole, lasketaan taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo ottamalla aksiaalinen normaalivoima huomioon kaavan (33) mukaan. Kaavan (34) mukaisen mitoitus ehdon tulee täytyä Z- ja U-profiilisilla teräsponteilla poikkileikkausluokissa 1 ja 2. Poikkileikkausluokassa 4 noudatetaan standardin SFS-EN 1993-5 liitteen A ohjeistusta.

$$M_{N,Rd} = \eta_2 M_{c,Rd} (1 - N_{Ed}/N_{c,Rd}) \quad (33)$$

$$M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (34)$$

$M_{N,Rd}$ = aksiaalisen normaalivoiman huomioiva taivutusmomenttikestävyyden pienennetty mitoitusarvo

η_2 = 1,11 (Z-profiilisille teräsponteille poikkileikkausluokissa 1 ja 2)

= 1,33 (U-profiilisille teräsponteille poikkileikkausluokissa 1 ja 2)

= 1,0 (teräsponteille poikkileikkausluokassa 3)

4.3.3 Taivutus, aksiaalinen normaalivoima ja leikkausvoima

Mikäli aksiaalinen normaalivoima on suuruudeltaan sellainen, ettei kohdan 4.3.2 kaavan (32) mitoitusehto täyty, huomioidaan yhteisvaikutus taivutukselle, aksiaaliselle normaalivoimalle ja leikkausvoimalle seuraavanlaisesti:

- Jos leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on enintään puolet plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyyden mitoitusarvosta $V_{pl,Rd}$, leikkausvoimaa ei tarvitse huomioida yhteisvaikutuksissa. Riittää, että taivutuksen ja aksiaalisen normaalivoiman yhteisvaikutus tarkastellaan kaavan (33) mukaan ja kaavan (34) mukainen mitoitusehto täyttyy.
- Jos leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} ylittää puolet plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyyden mitoitusarvosta $V_{pl,Rd}$, yhteisvaikutus tarkastellaan käyttämällä leikkauspinta-alalle pienennettyä myötörajaa. Pienennetty myötöraja lasketaan kaavan (35) mukaan.

$$f_{y,w,red} = (1 - \rho)f_y \quad (35)$$

$$\begin{aligned} f_{y,w,red} &= \text{leikkauspinta-alan pienennetty myötöraja} \\ \rho &= (\text{katso kohdan 4.2.6 kaava (17)}) \end{aligned}$$

Edellä esitetty pienennetyn myötöran huomioiminen ainoastaan leikkauspinta-alalle monimutkaistaa mitoitusarkasteluja, sillä se johtaa kahden erisuuruisen myötöran käyttämiseen samalle teräsponttiprofiilin poikkileikkaukselle. Standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaan kerroin ρ voidaan vaihtoehtoisesti kohdistaa uuman paksuuteen. Tällöin pienennetty uuman paksuus lasketaan kaavalla (36). Tämäkin johtaa varsin monimutkaisiin tarkasteluihin, sillä eri poikkileikkausarvot, kuten poikkileikkauksen pinta-ala, taivutusvasutus ja hitausmomentti, on laskettava uudelleen.

$$t_{w,red} = (1 - \rho)t_w \quad (36)$$

$$\begin{aligned} t_{w,red} &= \text{uuman pienennetty paksuus} \\ \rho &= (\text{katso kohdan 4.2.6 kaava (17)}) \end{aligned}$$

Yksinkertaistetussa tarkastelussa kaavan (35) mukaista leikkauspinta-alan pienennettyä myötörajaa $f_{y,w,red}$ käytetään koko teräspontin poikkileikkauksalalle. Toisin sanoen kaavoissa 7 tai 8 ja 31 teräksen myötöraja f_y korvataan leikkauspinta-alan pienennetyllä myötörajalla $f_{y,w,red}$ ja nämä leikkausvoiman vaikutuksesta johtuen pienennetyt normaalivoima- ja taivutusmomenttikestävyydet sijoitetaan kaavaan (33). (Piling Handbook 2016)

4.4 Vedenpaineen paikallinen vaikutus

Mikäli vedenpaine-ero kaivannon ulko- ja sisäpuolen välillä Z-profiilisista teräsponteista muodostuvalla teräsponttiseinällä on yli 5 m ja U-profiilista muodostuvalla yli 20 m, tulee vedenpaineen vaikutuksesta johtuva paikallinen levyn poikittainen taivutus huomioida määritettäessä kokonaistaivutusmomenttikestävyyttä. Z-profiilisilla teräsponttiseinillä tarkastelu voidaan tehdä yksinkertaistaen käyttäen seuraavanlaista menetelmää:

- Mikäli vedenpaine-ero ylittää 5 m, tehdään tarkastelu poikkileikkaukselle suurimpien kokonaistaivutusmomenttien kohdalla.
- Vedenpaine-eron vaikutus huomioidaan pienennetyn myötörajan avulla kaavan (37) mukaan.

$$f_{y,red} = \rho_P f_y \quad (37)$$

$f_{y,red}$ = pienennetty myötöraja

ρ_P = vedenpaine-erosta aiheutuva pienennystekijä taulukon 24 mukaan

- Määritettäessä pienennystekijää ρ_P taulukosta 24, huomioidaan suurimpien taivutusmomenttien kohdalla vaikuttava vedenpaine-ero.

Taulukko 24. Pienennystekijän ρ_P lukuarvot Z-profiileille vedenpaine-eron ylittäessä 5 m. (SFS-EN 1993-5)

w	(b/t _{min}) ε = 20,0	(b/t _{min}) ε = 30,0	(b/t _{min}) ε = 40,0	(b/t _{min}) ε = 50,0
5,0	1,00	1,00	1,00	1,00
10,0	0,99	0,97	0,95	0,87
15,0	0,98	0,96	0,92	0,76
20,0	0,98	0,94	0,88	0,60

Merkinnät:

b on laipan leveys, mutta b :n arvoa ei saa valita pienemmäksi kuin $c / \sqrt{2}$, missä c on uuman vino korkeus

t_{min} on pienempi arvoista t_f ja t_w

t_f on laipan paksuus

t_w on uuman paksuus

w on veden korkeusero metreinä

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$; f_y on myötöraja [N/mm²]

Huomautukset:

1) Jos Z-profiilin ponttiliitokset ovat hitsattuja, voidaan käyttää arvoa $\rho_P = 1,0$.

2) Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

5. VAAKAPALKKIEN RAKENNETEKNINEN MITOITTAMINEN

Tämä luku käsittelee teräsponttiseinän tuennan vaakapalkkien standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaista rakenneteknistä mitoittamista. Pääsääntöisesti vaakapalkit mitoitetaan vain taivutukselle ja leikkaukselle. Tapauskohtaisesti on arvioitava myös lämpölaajenemisesta johtuvien tai ulkoisista kuormista aiheutuvien aksiaalisten puristus- ja vetojäännityksien vaikutus vaakapalkkirakenteen mitoituskestävyyteen ja stabiiliuteen. Hyvillä suunnitteluratkaisuilla voidaan vaikuttaa siihen, ettei vaakapalkin mitoituskestävyyttä rajoita esimerkiksi lämpöliikkeiden aiheuttamat jännitykset, vaakapalkkiprofiilin hoikkuussuhteista riippuva leikkauslommahdus tai profiilin heikompaan suuntaan nähden vapaasta puristetusta laipasta aiheutuva mahdollinen kiepahdus. Luku 5 käsittelee pääosin vain tyypillisten poikkileikkaukseltaan yksittäisistä teräsprofiileista muodostuvien vaakapalkkirakenteiden rakenneteknistä mitoittamista.

5.1 Perusteet vaakapalkkien rakennetekniseen mitoittamiseen

Tässä luvun 5 osassa 5.1 käsitellään perusteet vaakapalkkien rakennetekniseen mitoittamiseen. Perusteisiin lukeutuvat vaakapalkkien materiaaliominaisuudet, käytettävät kestävyyksien osavarmuusluvut, vaakapalkkiprofiilien poikkileikkausmittojen merkinnät, poikkileikkausluokitus ja poikkileikkausluokan määrittäminen sekä vaakapalkkirakenteita koskevat suositukset.

5.1.1 Yleistä

Taulukossa 25 on standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaiset lujuudet kuumavalssatuille rakenneteräksille. Terästen nimikkeiden selitteet löytyvät, kuten teräsponttiprofiilienkin osalta, standardista SFS-EN 10027-1.

Taulukko 25. Kuumavalssatuissa vaakapalkkiprofiileissa käytettävien rakenneterästen myötörajan f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimellisarvot. (SFS-EN 1993-1-1, taulukko 3.1)

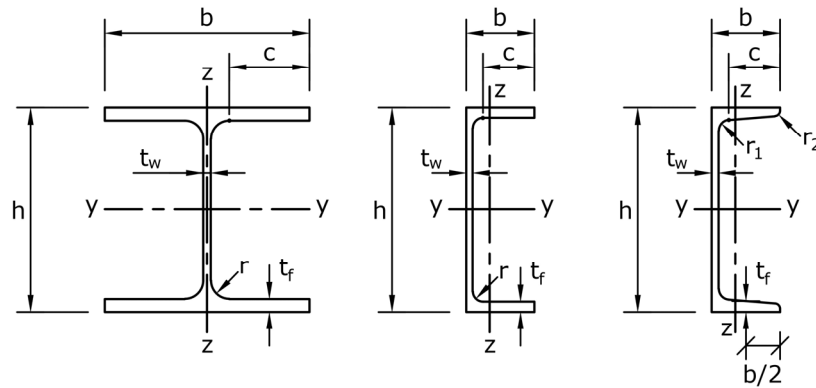
Standardi ja teräslaji	Nimellispaksuus t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Vaakapalkkirakenteen osalta murtorajatilatarkasteluissa käytetään taulukon 26 mukaisia standardissa SFS-EN 1993-1-1 suositeltuja kestävyyksien osavarmuuslukuja, kuten teräsrakentamisessa yleensä käytetään rakennusten suunnittelussa. Huomioitava poikkeus teräspontteihin verrattaessa on, että γ_{M1} on tässä 1,00 ja teräsponteilla 1,10.

Taulukko 26. Suositellut kestävyyksien osavarmuusluvut vaakapalkkien mitoituksessa.

Kestävyyksien osavarmuusluvut vaakapalkkeille	
γ_{M0}	1,00
γ_{M1}	1,00
γ_{M2}	1,25

Kuvassa 27 on esitetty tyypillisten vaakapalkkeina käytettävien teräsprofiilien poikkileikkauksia ja profiilien laippojen poikkileikkausluokan määrittämiseen sekä muuhun rakennetekniseen mitoittamiseen tarvittavat poikkileikkausmitat. Tyypillisiä vaakapalkkirakenteita on esitelty kohdassa 2.1.2.



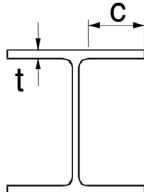
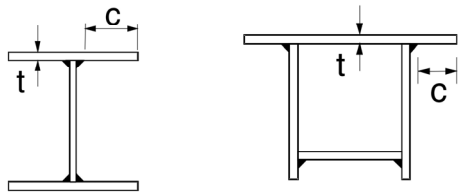
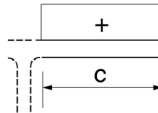
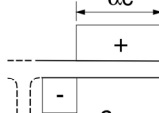
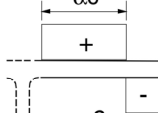
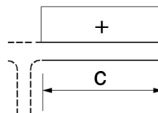
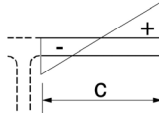
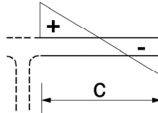
- b = poikkileikkauksen kokonaisleveys
- c = poikkileikkausluokan määrittämisessä tarvittava laipan osan mitta (katso kohdan 5.1.2 taulukko 27)
- h = poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
- r = laipan ja uuman välinen pyöristyssäde
- r_1 = laipan ja uuman välinen pyöristyssäde
- r_2 = profiilin laipan ulkoreunan pyöristyssäde
- t_f = laipan paksuus
- t_w = uuman paksuus
- $y-y$ = poikkileikkauksen akseli
- $z-z$ = poikkileikkauksen akseli

Kuva 27. Tyypillisten teräksisten vaakapalkkiprofiilien poikkileikkausmitat.
(perustuu SFS-EN 1993-1-1)

5.1.2 Poikkileikkausluokitus

Kohdassa 4.1.2 on esitetty standardin SFS-EN 1993-1-1 mukainen poikkileikkausluokitus sekä periaatteet kimmo- ja plastisuusteorian mukaisista kokonaistarkasteluista. Esi-
telty luokitus ja periaatteet ovat yleispäteviä teräsrakenteisten vaakapalkkirakenteidenkin tapauksissa pois lukien standardiin SFS-EN 1993-5 liittyvät maininnat. Kyseiset mainin-
nat koskevat teräsponttiprofiileja. Muun muassa teräksisten HEB-, UNP- ja UPE-profiili-
lien laippojen poikkileikkausluokka määritetään taulukon 27 mukaan. Kerroin ε on riip-
puvainen profiilin teräksen myötölujuudesta f_y .

Taulukko 27. Suurimmat leveys-paksuussuhteet puristetuille taso-osille eri poikkileikkausluokissa. (SFS-EN 1993-1-1, taulukon 5.2 osa 2)

Ulokkeelliset laipat						
						
Valssatut profiilit			Hitsatut profiilit			
Poikkileikkausluokka	Puristutut taso-osat	Puristetut ja taivutetut taso-osat				
		Vapaa reuna on puristettu	Vapaa reuna on vedetty			
Taso-osan jännitys-jakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Taso-osan jännitys-jakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$ a)	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ b)				
k _σ ks. EN 1993- 1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f _y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

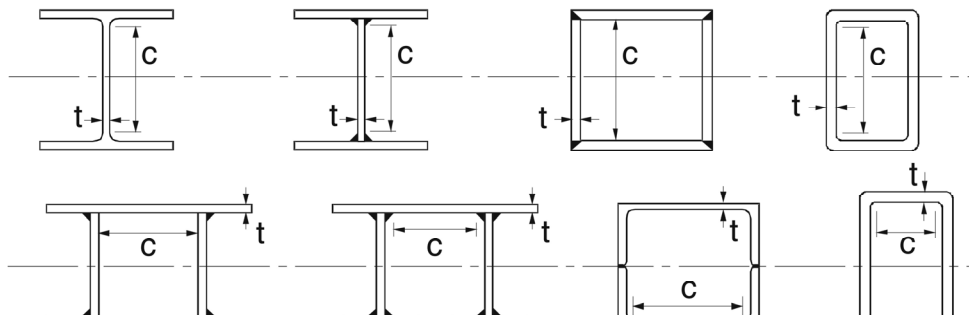
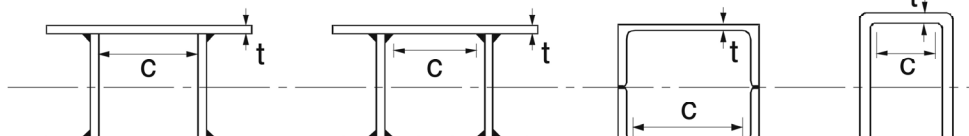
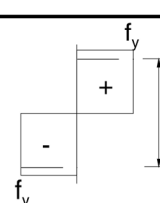
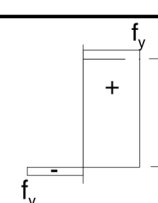
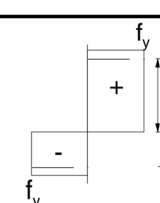
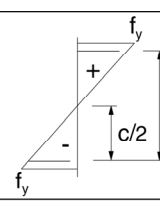
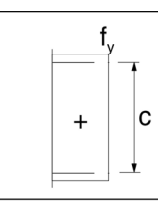
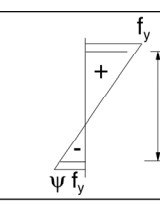
Standardin SFS-EN 1993-1-1 suomentajan huomautukset:

a) EN 1993-1-5 mukaan raja-arvo on $c/t \leq 13,96\epsilon$

b) EN 1993-1-5 mukaan raja-arvo on $c/t \leq 21,29\epsilon\sqrt{k_\sigma}$

Vastaavasti muun muassa HEB-, UNP- ja UPE-profiilien uumien poikkileikkausluokka määritetään taulukon 28 mukaan. Uumien poikkileikkausluokan määrittämisessä tarvittava mitta c on esitetty taulukon kuvissa.

Taulukko 28. Suurimmat leveys-paksuussuhteet puristetuille taso-osille eri poikkileik-
kaushuokissa. (SFS-EN 1993-1-1, taulukon 5.2 osa 1)

Kahdelta reunalta tuetut puristetut taso-osat						
				Taivutus ko. akselin suhteen		
				Taivutus ko. akselin suhteen		
Poikkileik- kauluokka	Taivutetut taso-osat		Puristetut taso-osat	Taivutetut ja puristetut taso-osat		
Taso-osan jännitysja- kautuma (puristus positiivinen)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$		$c/t \leq 33\varepsilon$	$\text{kun } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{kun } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\varepsilon$		$c/t \leq 38\varepsilon$	$\text{kun } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{kun } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
Taso-osan jännitysja- kautuma (puristus positiivinen)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$ <i>a)</i>		$c/t \leq 42\varepsilon$ <i>b)</i>	$\text{kun } \psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ <i>c)</i> $\text{kun } \psi \leq -1^{*}): c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) Arvoa $\psi \leq -1$ käytetään, kun joko puristusjännitys $\sigma < f_y$ tai vedetyn puolen venymä $\varepsilon_y > f_y/E$

Standardin SFS-EN 1993-1-1 suomentajan huomautukset:

a) EN 1993-1-5 mukaan raja-arvo on $c/t \leq 121,43\varepsilon$

b) EN 1993-1-5 mukaan raja-arvo on $c/t \leq 38,25\varepsilon$

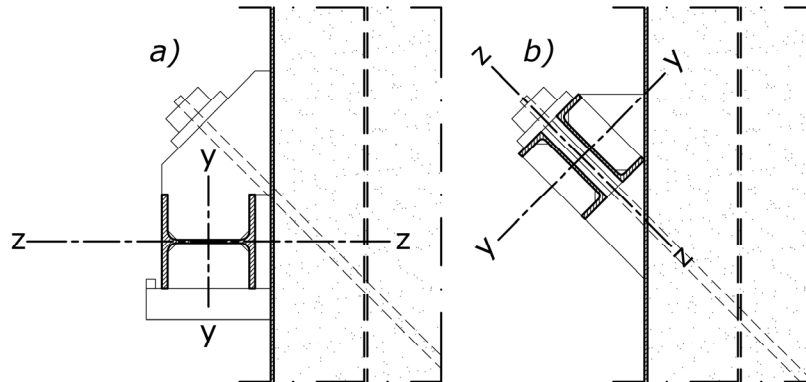
c) EN 1993-1-5 mukaan raja-arvo on riippuvainen lommahduskertoimesta k_σ ja jännityssuh-
teesta ψ .

5.1.3 Korroosion vaikutus poikkileikkausluokkaan

Tuentarakenteiden rakenneosien korroosiosta johtuvan teräksen ainepaksuuden pienene-
misen huomioimisessa noudatetaan kohtien 2.2.1 ja 3.4.2 periaatteita ja sääntöjä. Korroo-
siosta johtuva vaakapalkkien ainepaksuuksien pieneneminen rakenteen käyttöiän aikana
voi muuttaa palkkien poikkileikkausluokkaa mitoituksen kannalta epäedullisempaan
suuntaan aivan kuten teräsponteillakin.

5.1.4 Suositukset vaakapalkkien osalta

Yleisin tapa on kiinnittää vaakapalkit kohtisuoraan teräsponttiseinään nähden kuvan 28
vasemmanpuoleisen rakenneratkaisun mukaisesti, jolloin rakenneteknisessä mitoitus-
sessa voidaan hyödyntää koko vaakapalkkiprofiilin taivutusmomenttikestävyys profiilin
vahvemman pääjähäyhyysakselin suhteen. Kyseisessä rakenneratkaisussa vaakapalkkipro-
fiiliin ei muodostu merkittävää taivutusrasitusta profiilin toisen (heikomman) pää-
jähäyhyysakselin suhteen. Vanhassa kirjallisuudessa, kuten esimerkiksi RIL:n *Pohjaraken-
nus*-kirjassa (RIL 95 1974), vaakapalkkirakenne on esitetty kuvan 28 oikeanpuoleisella
rakenneratkaisulla. Tässä tapauksessa vaakapalkkirakenteen taivutusmomenttikestävyys
on merkittävästi pienempi johtuen taivutuksesta kahden pääjähäyhyysakselin suhteen. Oi-
keanpuoleista rakenneratkaisua käytetään nykyään vielä muissa tukiseinätyypeissä, kuten
esimerkiksi settiseinissä.



Kuva 28. Tyypillinen a) nykyään käytössä oleva ja b) vanhassa kirjallisuudessa esi-
tetty vaakapalkkirakenne.

5.2 Vaakapalkin taivutus ja leikkaus

Vaakapalkin taivutusmomenttikestävyys tulee tarkistaa kaikissa rakenneteknisen mitoi-
tuksen kannalta kriittisissä kohdissa. Kyseisiä kohtia ovat yleensä kenttämomentin mak-
simiarvon kohta tukipisteiden välillä ja tukimomentin kohta, johon tapauksesta riippuen
voi muodostua merkittävän suuri leikkausrasitus.

5.2.1 Vaakapalkin taivutusmomenttikestävyys

Vaakapalkin taivutusmomentin mitoitusarvo M_{Ed} ei saa missään kohtaa ylittää poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyysmitoitustarvoa $M_{c,Rd}$ (kaava (6)). Vaakapalkin poikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyysmitoitustarvo $M_{c,Rd}$ lasketaan käytettävän profiilin poikkileikkausluokasta riippuen kaavan (38), (39) tai (40) mukaan taivutuksessa, joka tapahtuu yhden pääjäyhyysakselin suhteen.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{poikkileikkausluokat 1 ja 2} \quad (38)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el,min} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{poikkileikkausluokka 3} \quad (39)$$

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{poikkileikkausluokka 4} \quad (40)$$

W_{pl} = vaakapalkin taivutusvastus plastisuusteorian mukaan

$W_{el,min}$ = vaakapalkin taivutusvastuksen minimiarvo kimmoteorian mukaan

$W_{eff,min}$ = pienin arvo vaakapalkin teholliselle taivutusvastukselle

γ_{M0} = poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku

Taivutusvastuksien $W_{el,min}$ ja $W_{eff,min}$ arvot tulee laskea suurimman kimmoteorian mukaisen jännityksen perusteella, joka vaakapalkin poikkileikkauksen reunassa vaikuttaa. Standardissa SFS-EN 1993-1-1 on esitetty menetelmä, jota voidaan soveltaa kahden akselin suhteen tapahtuvassa taivutuksessa.

5.2.2 Vaakapalkin leikkauskestävyys

Vaakapalkin leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} ei saa missään kohtaa ylittää poikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoitusarvoa $V_{c,Rd}$ (kaava (41)). Plastisuusteorian mukaisessa mitoituksessa (poikkileikkausluokat 1 ja 2) $V_{c,Rd}$ merkitään $V_{pl,Rd}$.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (41)$$

Kun vaakapalkkiin ei kohdistu vääntörasituksia, lasketaan plastisuusteorian mukainen poikkileikkauksen leikkauskestävyys $V_{pl,Rd}$, kuten kohdan 4.2.4 kaavassa (11) lasketaan *teräsponttiseinän yksittäisen uuman leikkauskestävyys* $V_{pl,w,Rd}$. Vaakapalkin poikkileikkauksesta riippuen leikkauspinta-ala A_v voidaan laskea kaavan (42) tai (43) mukaan yksittäisille profileille. Poikkileikkausmitat on esitetty kuvassa 27.

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w \quad \text{valssatut I- ja H-profiilit, kun kuormitus on poikkileikkauksen uuman suuntainen} \quad (42)$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad \text{valssatut U-profiilit, kun kuormitus on poikkileikkauksen uuman suuntainen} \quad (43)$$

A = profiilin koko poikkileikkausala

η = 1,2 (suositusarvo SFS-EN 1993-1-5 mukaan, kun $f_y \leq 460 \text{ MPa}$)

η = 1,0 (kun $f_y > 460 \text{ MPa}$ tai varmalla puolella oleva arvo)

h_w = profiilin uuman korkeus

Kimmenteorian mukaisessa mitoituksessa leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{c,Rd}$ lasketaan siten, että kaavan (44) mukainen ehto täyttyy vaakapalkin poikkileikkauksen jokaisessa pisteessä. Kaavan ehto tulee olla voimassa, ellei sovelleta standardin SFS-EN 1993-1-5 ehtoja leikkauslommahdukselle. Poikkileikkauksen uuman leikkausjännityksen mitoitusarvo voidaan laskea kaavan (45) mukaan.

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (44)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It} \quad (45)$$

I = koko poikkileikkauksen hitausmomentti

S = staattinen momentti tarkasteltavan kohdan ulkopuolella olevalle poikkileikkauksen osalle koko poikkileikkauksen painopisteakselin suhteen

t = tarkasteltavan kohdan paksuus poikkileikkauksessa

Uuman leikkausjännitys yksittäisillä I- ja H-profiileilla lasketaan kaavan (46) mukaan. Tällöin kaavan (47) mukaisen mitoitus ehdon tulee olla voimassa.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (46)$$

$$A_f/A_w \geq 0,6 \quad (47)$$

A_f = vaakapalkin yhden laipan pinta-ala

A_w = $h_w t_w$ (vaakapalkin uuman pinta-ala)

5.2.3 Vaakapalkin yhdistetty taivutus ja leikkaus

Leikkausvoiman vaikutusta ei tarvitse ottaa huomioon vaakapalkin taivutusmomenttikestävyyttä mitoitettaessa, jos leikkausvoima V_{Ed} on alle puolet poikkileikkauksen plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyydestä $V_{pl,Rd}$, eikä leikkauslommahdus pienennä poikkileikkauksen kestävyyttä. Muuten taivutusmomenttikestävyyttä tulee pienentää käyttäen poikkileikkauksen leikkauspinta-alalle kohdan 4.3.3 kaavan (35) mukaista pienennettyä myötörajaa. Leikkausvoiman vuoksi pienennetty plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyuden mitoitusarvo lasketaan kaavan (48) mukaan (vertaa kohdan 4.2.6 kaavaan (16)). Kaavassa (48) oletetaan, että vaakapalkki on laipoiltaan yhtä suuri I- tai H-profiili, profiili on taivutettu vahvemmassa suunnassa ja kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2. Kaavan (49) mukaisen mitoitus ehdon tulee olla voimassa.

$$M_{V,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{poikkileikkausluokat 1 ja 2} \quad (48)$$

$$M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (49)$$

A_w = $h_w t_w$ (yhden uuman pinta-ala)

t_w = yhden uuman paksuus

$M_{c,Rd}$ = poikkileikkausluokan mukainen taivutusmomenttikestävyys

Poikkileikkausluokkaan 3 tai 4 kuuluvat vaakapalkit voidaan mitoittaa käyttäen von Mises-myötöehtoa. Mitoituskaavat (21) ja (22) on esitetty kohdassa 4.2.6.

5.2.4 Vaakapalkin uuman leikkauslommahduskestävyys

Vaakapalkkiprofiilin uuman leikkauslommahduskestävyys riippuu pääosin uuman hoikkuudesta eli uuman korkeuden h_w suhteesta sen paksuuteen t_w . Valssatuissa profiileissa uuman hoikkuus on yleensä valittu siten, ettei uuma lommahda. Määrääväksi tekijäksi leikkauslommahdus tulee pääasiassa hitsatuilla profiileilla, jotka kuuluvat usein hoikkuussuhteiltaan poikkileikkausluokkaan 4. (Leppänen 2010) Välijäykisteettömissä uusissa leikkauslommahduskestävyys tarkistetaan standardin SFS-EN 1993-1-5 luvun 5 esittämällä tavalla, kun kaavan (50) mukainen ehto täyttyy.

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (50)$$

ε = katso kohta 5.1.2 taulukko 27

η = katso kohta 5.2.2

5.2.5 Vaakapalkin kiepahdus

Vaakapalkkiprofiilin poikkileikkausarvoilla ja materiaaliominaisuuksilla sekä palkin jännevälillä ja tuennalla on vaikutus palkin kiepahduserkkyyteen. Kiepahdukselle ovat herkkiä leveyteensä nähden korkeat profiilit. (SSAB 2016)

Vaakapalkin kiepahdus on mahdollinen tukipisteiden välillä palkin kentässä, jos vaakapalkki on ainoastaan kiilattu teräsponttiseinää vasten. Tällöin vaakapalkin puristetun laipan liike ei ole estetty teräsponttien pituussuuntaan nähden. Hitsaamalla teräsponttiseinään kiinnitetty vaakapalkki ei pääse kiepahtamaan. Yleensä vaakapalkkiprofiili (esimerkiksi HEB 300) on leveyteensä nähden matala ja jännevälit tukitasoilla melko lyhyet, joten kiepahdus harvoin rajoittaa vaakapalkin taivutusmomenttikestävyyttä.

Vaakapalkin taivutusmomentin mitoitusarvo M_{Ed} ei saa ylittää sen kiepahduskestävyyden mitoitusarvoa $M_{b,Rd}$ (kaava (51)). Kiepahduskestävyyden mitoitusarvo sivusuunnassa tukemattomalle vaakapalkille lasketaan kaavan (52) mukaan.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (51)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (52)$$

W_y = vaakapalkin poikkileikkausluokasta riippuva taivutusvastus
 = W_{pl} , poikkileikkausluokat 1 ja 2
 = W_{el} , poikkileikkausluokka 3
 = W_{eff} , poikkileikkausluokka 4
 χ_{LT} = kiepahduskestävyyden pienennystekijä

Valssatuille vaakapalkeille tai vastaaville hitsatuille palkeille pienennystekijä χ_{LT} , joka vastaa muunnettua hoikkuutta $\bar{\lambda}_{LT}$, voidaan laskea kaavojen (53) ja (54) mukaan. Kaavojen (55) ja (56) mukaisten mitoitusehtojen tulee täytyä. Vaakapalkin muunnettu hoikkuus lasketaan kaavan (57) mukaan. Esitettyjä suureiden β ja $\bar{\lambda}_{LT,0}$ arvoja käytetään valssatuille I- ja H-profiileille, jotka ovat poikkileikkaukseltaan vakioita ja kaksoissymmetrisiä (SFS-EN 1993-1-1 NA). Myös poikkileikkaukseltaan vakioille kaksoissymmetrisille hitsatuille profiileille on määritetty arvot standardin SFS-EN 1993-1-1 kansallisessa liitteessä.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (53)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (54)$$

$$\chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \quad (55)$$

$$\chi_{LT} \leq 1,0 \quad (56)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (57)$$

α_{LT} = epätarkkuustekijä (katso taulukot 29 ja 30)

β = 0,75

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ = 0,4

M_{cr} = kriittinen momentti kiepahduksessa kimmoteorian mukaan (katso liitteen B kaavat ja liitteen D esimerkkilaskelma)

Kiepahdus voidaan jättää huomiotta, jolloin pelkkä vaakapalkin taivutusmomenttikestävyiden tarkastaminen on riittävä, kun alla esitetty kaavan (58) tai (59) mukainen mitoitusehto täyttyy.

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4 \quad (58)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16 \quad (59)$$

Kun vaakapalkin kiepahduskestävyys määritetään käyttäen kaavaa (53), kiepahduskäyrä valitaan taulukosta 29. Taulukossa h on vaakapalkin poikkileikkauksen korkeus ja b on leveys.

Taulukko 29. Vaakapalkin poikkileikkauksen mukaisen kiepahduskäyrän valinta. (SFS-EN 1993-1-1 NA)

Poikkileikkaus (poikkileikkaus on vakio sauvan pituudella)	Rajat	Kiepahdus- käyrä
Valssatut kaksoissymmetriset I- ja H-profiilit sekä kuumavalssatut rakenneputket	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	b c
Hitsatut kaksoissymmetriset I-profiilit ja kylmämuovattut rakenneputket	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	c d

Vastaava epätarkkuustekijä α_{LT} kiepahduskäyrille voidaan valita taulukosta 30. Tavallisesti vaakapalkit vastaavat poikkileikkausmitoiltaan kiepahduskäyrää b .

Taulukko 30. Suositeltavat epätarkkuustekijät kiepahduskäyrille. (SFS-EN 1993-1-1)

Kiepahduskäyrä	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

5.3 Puristuksen huomioiminen vaakapalkkirakenteissa

Vaakapalkkeja ei yleensä rasita rakenneteknisen mitoittamisen kannalta merkittävät ulkoisten kuormien tai lämpöliikkeiden aiheuttamat aksiaaliset veto- tai puristusrasitukset. Tapauskohtaisesti on kuitenkin tarkasteltava muun muassa vaakapalkit pitkien tukiseinien välisillä nurkka-alueilla, kuilumaisten kaivantojen tuentojen vaakapalkkien muodostamat kehärakenteet ja lämpöliikkeiden vaikutukset.

Nurkka-alueilla kulmittaisen tukiseinän vaakapalkin tukireaktio palkin päässä välittyy usein puristuksena tai vetona vaakapalkilta toiselle. Jos vaakapalkit kiinnitetään nurkka-alueilla hitsaamalla teräsponttiseinään, rasitukset siirtyvät teräsponteille teräsponttiseinän pituussuunnassa. Erikseen on tarkasteltava muun muassa mahdollisten kulmatukien toiminta vaakapalkkirakenteessa.

Lämpöliikkeistä ei aiheudu vaakapalkkiin merkittäviä aksiaalisia puristus- tai vetojännityksiä, mikäli teräsponttiseinä ei ole huomattavan pitkä tai vaakapalkin lämpöliikettä ei esimerkiksi teräsponttiseinien välisissä nurkissa rajoita hyvin jäykkä rakenne. Tavallisesti nurkka-alueilla kulmittaisen teräsponttiseinän takana olevalla maalla on muodonmuutoskykyä ja kulmittaisen seinän teräspontin laippa on verrattain ohut suurille pistekuormille.

Tarkastellaan yksinkertaistettuna esimerkkinä lämpöliikkeiden vaikutusta 100 m pitkään teräsponttiseinään, kun tukitason vaakapalkki on rakennettu jatkuvana koko teräsponttiseinän pituudelle. Rakenneteräksen pituuden lämpötilakerroin α_T on $12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (SFS-EN 1991-1-5), jolloin 60°C lämpötilamuutos aiheuttaa vaakapalkkiin 72 mm pituuden muutoksen. Jos teräspontin etenemä b_I on 0,6 jm, aiheuttaa vaakapalkin pituuden muutos vain alle 0,5 mm liikkeen teräsponttien välistä lukkoliitosta kohden. Teräsponttiseinän päissä liike on 36 mm, joka on kulmittaisten teräsponttiseinien takana olevien maakerroksien muodonmuutoskykyä ajatellen varsin maltillinen.

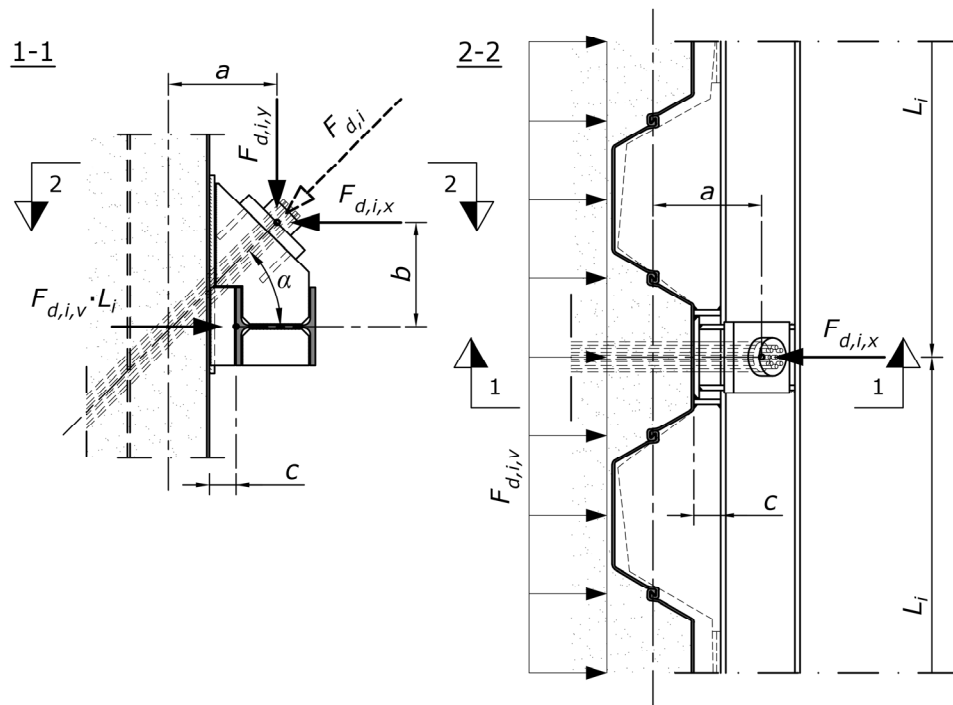
Mikäli vaakapalkin pituuden muutos on estetty esimerkiksi vaakapalkin pään rajoittuessa hyvin jäykkään rakenteeseen tai vaakapalkeilla välitetään ulkoisista kuormista aiheutuvia puristus- tai vectorasituksia, tulee vaakapalkki mitoittaa taivutuksen ja leikkauksen lisäksi myös aksiaaliselle normaalivoimalle sekä edellä mainittujen rasitusten yhteisvaikutuksille. Lämpötilakuormat lasketaan standardin SFS-EN 1991-1-5 mukaan.

6. TUKIEN RAKENNETEKNINEN MITOITTAMINEN

Tässä luvussa käsitellään teräsponttiseinälle tyypillisten tuentojen tukirakenteiden rakenneteknistä mitoittamista. Ulkopuolisesta tuennasta käsitellään pääosin esijännitettävän ankkurin mitoittaminen sekä käydään läpi ankkurin kiinnitysrakenteen mitoitusperiaatteet ja suositukset koskien kyseisen rakenteen mitoittamista. Sisäpuolisesta tuennasta esitellään vaakasuuntaisen puristussauvan mitoitusperiaatteet. Lisäksi tässä luvussa käydään läpi juuripultin mitoittaminen. Juuripalkin mitoitus käsitellään periaatteellisella tasolla.

6.1 Ankkuri ja sen kiinnitysrakenne

Ankkuri ja vaakapalkki on usein teknisesti ja taloudellisesti edullisinta kiinnittää tukiseinään samalla rakenteella. Kiinnitysrakenteen on oltava sellainen, että se on rakenneteknisesti toimiva tukiseinän ja vaakapalkin välisestä välyksestä huolimatta. Kohdassa 2.1.1 mainituista teräsponttiseinien sallituista sijaintipoikkeamista johtuen välys (mitta c kuvassa 29) on tyypillisesti 0-200 mm. Ankkuria varten teräsponttiseinään tehtävä reikä heikentää kiinnityskohtaa. Ankkuri tulisi sijoittaa siten, ettei vaakapalkin laippaa tarvitse loveta. (RIL 263-2014)



Kuva 29. Periaatepiirros ankkurin kiinnitysrakenteesta.

Ankkurivoima ei aiheuta teräsponttiseinälle kiinnitysrakenteen välityksellä laskennallista lisämomenttia, eikä vaakapalkille vääntömomenttia, mikäli kaavan (60) mukainen momenttitasapainoehto täyttyy. Kaavasta nähdään, että ankkurin asennuskulman α ollessa 45° ehto täyttyy, kun etäisyydet a ja b ovat yhtä suuret. Ankkurivoiman mitoitusarvo $F_{d,i}$ lasketaan kaavalla (61). Merkinnät on esitetty edellä olevassa kuvassa 29.

$$F_{d,i,x}b = F_{d,i,y}a \quad (60)$$

$$F_{d,i,v}L_i = F_{d,i,x} = F_{d,i} \cos \alpha \quad (61)$$

$F_{d,i,x}$	= ankkurivoiman $F_{d,i}$ mitoitusarvon vaakakomponentti
$F_{d,i,y}$	= ankkurivoiman $F_{d,i}$ mitoitusarvon pystykomponentti
a	= pystykomponentin etäisyys teräsponttiseinän neutraaliakselilta
b	= vaakakomponentin etäisyys vaakapalkin keskeltä

6.1.1 Ankkuri

Ankkureiden mitoistekniset asiat on esitetty pääosin kolmessa eri standardissa. Standardi SFS-EN 1997-1 määrittelee suunnitteluvaatimukset ankkureille sisältäen muun muassa rajoituksia ankkureiden koestukselle ja koevetovoimalle. Näitä voidaan tarkentaa kyseisen standardin kansallisessa liitteessä. Standardi SFS-EN 1537 määrittelee ankkurin toteutusvaatimukset ja standardi ISO 22477-5 puolestaan vaatimukset ankkurin koestukselle. (ISO 22477-5) Liikennevirastolla on ankkureiden koestusta koskien tilapäinen ohje *Esijännitettujen maa- ja kallioankkureiden koestus* (LiVi 30/2015), joka on voimassa, kunnes esijännitettujen ankkureiden koestusstandardi EN 22477-5 astuu voimaan.

Rakenteellinen kestävyys

Kaikille maa- ja kallioankkureille on tehtävä hyväksyntäkoee, joka on yleensä ankkurin koekuormitus suunniteltuun koevetovoimaan $F_{d,i,koeveto}$. (RIL 207-2017) Esijännitettävän punosankkurin yhden punoksen maksimivoiman $F_{p,max}$ tulee koevedossa täyttää kaavassa (62) esitetty standardin ISO 22477-5 mukainen jännitettäviä ankkuriteräksiä koskeva mitoitusehto. Jännitys $\sigma_{p,max}$ määritetään kaavan (63) mukaan. Ankkuriterästen 0,1- ja 0,2-rajojen ($f_{p0,1k}$ ja $f_{p0,2k}$) osalta tarkastelu tehdään ensisijaisesti 0,1-rajalla ($f_{p0,1k}$). Tunkin mittaustarkkuuden tulee standardin mukaan olla 1 % mitatusta arvosta tai 10 kN riippuen kumpi on suurempi. Punosankkuriin tarvittavien punoksien määrä $n_{p,i}$ lasketaan kaavalla (64).

$$F_{p,max} \leq \sigma_{p,max} A_p \quad (62)$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,80f_{pk}; 0,95f_{p0,1k} \text{ tai } 0,95f_{p0,2k}\} \quad (63)$$

$$n_{p,i} \geq \frac{F_{d,i,koeveto}}{F_{p,max}} \quad (64)$$

A_p = ankkurin yhden punoksen poikkileikkausala

$\sigma_{p,max}$ = suurin jännitys jännitettävässä ankkuriteräksessä

f_{pk} = ankkuriteräksen vetolujuuden ominaisarvo

$f_{p0,1k}$ = ankkuriteräksen 0,1-rajan ominaisarvo

$f_{p0,2k}$ = ankkuriteräksen 0,2-rajan ominaisarvo

Jännitettävät tankoankkurit mitoitetaan kuten edellä esitetyt punosankkurit. Tankoankku-reita mitoitettaessa kaavassa (62) käytetään tangon poikkileikkausala yhden punoksen poikkileikkausalan sijaan, jolloin saadaan maksimivoiman arvo yhdelle tankoankkurille.

Ankkurivalmistaja voi asettaa ankkureilleen edellä esitetystä poikkeavia maksimijänni-tysten arvoja. Valmistajan asettamia arvoja tulee noudattaa suunnittelussa, mikäli ne joh-tavat pienempiin jännityksiin kuin edellä mainitut kaavat (62) ja (63). Esimerkiksi ank-kurivalmistaja Dywidag kertoo Internet-sivuillaan, että GEWI-tankoankkurin koeveto-voima voi olla geoteknisissä sovelluksissa enintään 75 % GEWI-tankoankkurin murto-kuormasta.

Standardin SFS-EN 1993-5 luvussa 7 on esitetty mitoituskaavoja ankkureiden kestävyyyk-sien tarkastamiseen. Esitetyt kaavat on tarkoitettu käytännössä *esijännittämättömille* ank-kureille, kuten passiiviankkureille.

Geotekninen kestävyys

Maa- ja kallioankkureiden alapäiden kiinnitysten mitoittamiseen on esitetty mitoituskaa-voja muun muassa RIL:n Kaivanto-ohjeessa. Kallioankkureilla ankkurin alapään tartun-nan mitoittaminen on hyvin samankaltainen juuripalkin kalliopulttien kalliotartunnan mi-toitukseen nähden. Kalliotartunnan lisäksi mitoitetaan ankkurin vaikutusalueella olevan kalliohartion (kartion muotoisen kallioikkapaleen) riittävyys suunnitellulle ankkurin koe-vetovoimalle.

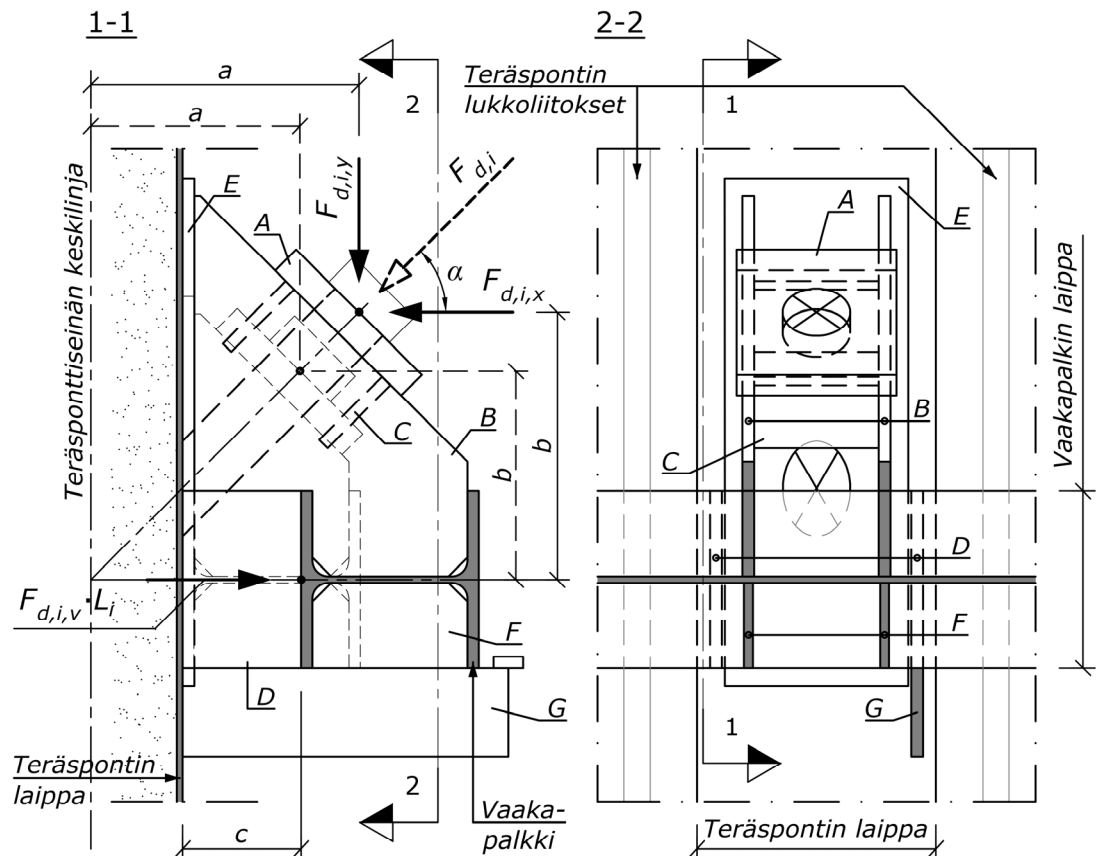
6.1.2 Ankkurin kiinnitysrakenne

Tässä kohdassa käsitellään ankkurin kiinnitysrakenteen mitoitusperiaatteet ja kyseistä ra-kennetta koskevat suositukset sekä esitellään *alustavaan mitoittamiseen soveltuva* käsin-laskentakaava ankkurilevyn vähimmäispaksuudelle tietyin rajoittein. Ankkurin kiinnitys-rakenteen kestävyys ja stabiilitetti riippuu monesta eri tekijästä, joten sen mitoittaminen käsinlaskentana on hyvin haastavaa. Mitoittamiseen suositellaan FEM-laskentaa, jonka

avulla kiinnitysrakenteen toiminta saadaan tarkasteltua kokonaisuutena ja rakenteen teräslevyjen koot pystytään optimoimaan paremmin.

Yleistä rakenteesta

Tässä tarkasteltava ankkurin kiinnitysrakenne koostuu kuvaan 30 kirjaimin (A-G) merkityistä rakenneosista. Nämä rakenneosat ovat ankkurilevy (A), poskilevyt (B), lisälevyt (C), vaakapalkin kiinnityslevyt (D), teräsponttiseinän laipan vahvikelevy (E), vaakapalkin uumajäkisteet (F) ja työnaikainen konsoli (G).



Kuva 30. Tyypillinen kulmaan asennetun ankkurin kiinnitysrakenne teräsponttiseinän kaivannon puoleisiin laippoihin.

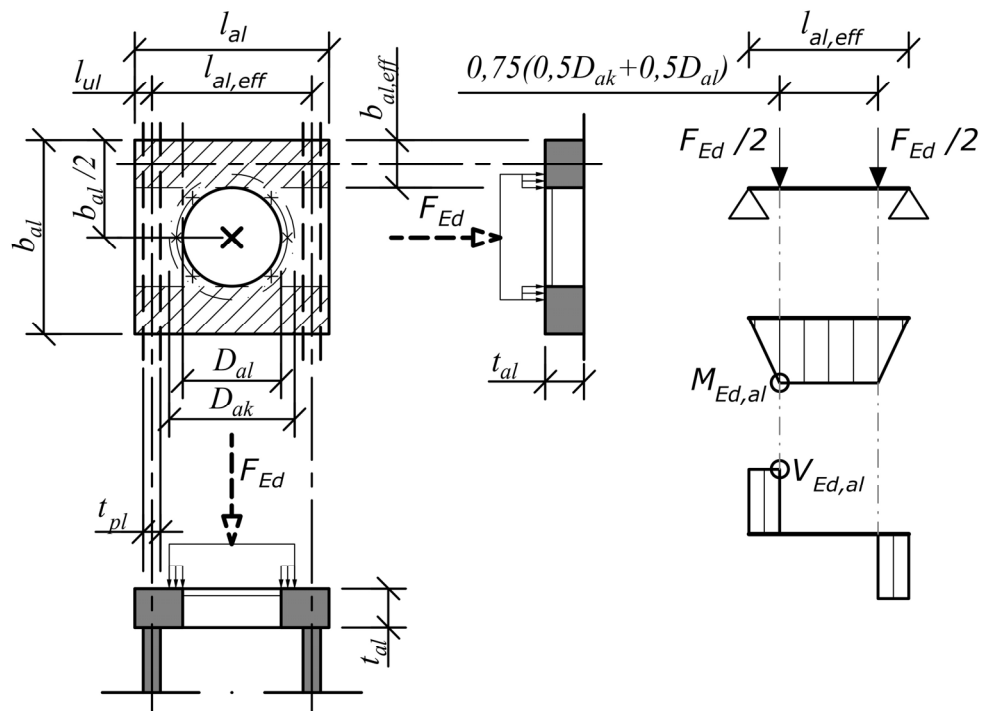
Maa- ja kallioankkurin kiinnitysrakenteen mitoituksessa tarkastellaan yleensä kahden eri kuormitustapauksen vaikutukset. Pääosan kyseisen kiinnitysrakenteen teräslevyistä mitoittaa yleensä maa- ja kallioankkureilta vaaditun hyväksyntäkokeen koevetovoima. Tässä kuormitustapauksessa tukitason ei katsota kuormittavan ankkurin kiinnitysrakennetta johtuen tuetun kaivannon rakentamisen työjärjestyksestä. Toisessa kuormitustapauksessa kiinnitysrakenteeseen vaikuttaa ankkurin mitoitusvoima sekä tukitason vaakapalkilta kiinnitysrakenteelle siirtyvä voima. Passiiviankkureilla, joiden ankkuripäätä ei kiinnitetä maahan tai kallioon, ankkurin kiinnitysrakenteen mitoittava voima lasketaan kuten puristussauvoilla. Ankkurin asennuskulma tulee huomioida tukivoimaa laskettaessa. Työnaikaisen konsolin tulee kestää muun muassa tukitason rakenteiden omapainot.

Ankkurilevy

Ankkurilevy toimii yleensä kahdelta tai neljältä sivulta nivelellisesti tuettuna laattana. Tuen muodostavat ankkurin kiinnitysrakenteen poskilevyt ja mahdolliset lisälevyt. Vaikka ankkurilevy hitsataan kiinni edellä mainittuihin levyihin kiinnitysrakenteen ulkopuolisilta sivuilta, liitos voidaan olettaa korkeintaan osittain jäykäksi johtuen ankkurilevyn jäykkyyden suhteesta siihen liittyviin levyihin. Ankkurilevyssä on keskeisesti reikä, jonka koko määräytyy asennettavan ankkurin mukaan. Reiän halkaisija on tuentaan käytettävästä ankkurin koosta riippuen tyypillisesti 45-162 mm.

Kuorma ankkurilta ankkurilevyn reiän reunalle siirtyy ankkurikappaleen välityksellä. Ankkurikappaleella tarkoitetaan tässä punosankkurin osaa, johon punokset kiilataan tai mutteria, jolla tankoankkuri lukitaan. Ankkurilevyn mitoittaa usein levyn taivutusmomenttikestävyys, mutta tarkasteltava on myös ankkurikappaleen mahdollinen lävistyminen ankkurilevystä.

Kuvassa 31 on esitetty kahdelta sivulta poskilevyin tuetun ankkurilevyn alustavassa käsinlaskentamitoituksessa tarvittavat mitat, yksinkertaistettu kuormitustapaus sekä kuormitustapauksesta aiheutuva taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio. Ankkurilevyn taivutusmomenttikestävyys määrittää levyn ehjä poikkileikkaus jännevälillä reiän molemmin puolin.



Kuva 31. Kahdelta sivulta tuetun ankkurilevyn mitat, kuormitustapaus sekä taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio käsinlaskentaa varten.

Kuvan 31 mukaisilla mitoilla ja kuormitustapauksella kaavoista (65), (66) ja (67) saadaan johdettua kaavan (68) mukainen mitoitusehto ankkurilevyn vähimmäispaksuudelle. Kaava perustuu ankkurilevyn kimmoteorian mukaiseen taivutusmomenttikestävyyteen

$M_{el,Rd,al}$. Kaavojen (69) ja (70) mukaisten mitoitusehto- jen tulee täyttyä. Kaavan (70) mi- toitusehto on sovellettu standardin SFS-EN 1993-5 vaakasuoran ankkurin aluslaatan si- vumittojen ehdoista, kun aluslaatta on teräspontin laippaa vasten (kaava (74)). Mikäli ankkurilevynä käytetään kahta päällekkäistä levyä, tulee levyjen taivutusvastusten sum- man olla yhtä suuri kuin kaavalla (67) lasketun yksittäisen ankkurilevyn taivutusvastuk- sen. Tapauskohtaisesti suunnittelijan harkinnan mukaan voidaan hyödyntää osittain tai kokonaan ankkurilevyn plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyys, jolloin levypaksuus on 0,82...1,0-kertainen verrattuna kaavalla (68) laskettuun levypaksuuteen.

$$M_{Ed,al} \leq M_{el,Rd,al} \quad (\text{SFS-EN 1993-1-1}) \quad (65)$$

$$M_{el,Rd,al} = \frac{W_{el,al} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{SFS-EN 1993-1-1}) \quad (66)$$

$$W_{el,al} = \frac{2b_{al,eff} t_{al}^2}{6} \quad (67)$$

$$t_{al} \geq \sqrt{\frac{3F_{Ed}\gamma_{M0} \left(l_{al,eff} - \frac{3}{8}(D_{ak} + D_{al}) \right)}{2f_y(b_{al} - D_{al})}} \quad (68)$$

$$l_{al} = l_{al,eff} + t_{pl} + 20mm \quad (69)$$

$$b_{al} \leq 1,5l_{al,eff} \quad (70)$$

$M_{Ed,al}$ = ankkurilevyn taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo

$M_{el,Rd,al}$ = ankkurilevyn kimmoteorian mukainen taivutusmomenttikestävyys

$W_{el,al}$ = ankkurilevyn ehjän poikkileikkauksen kimmoteorian mukainen taivu-
tusvastus

$b_{al,eff}$ = reiän ulkopuolisen poikkileikkauksen leveys (katso kuva 31)

t_{al} = ankkurilevyn paksuus

F_{Ed} = ankkurilevyn mitoitusvoima (yleensä ankkurin koivetovoima $F_{d,i,koeveto}$)

D_{al} = ankkurilevyn reiän halkaisija

D_{ak} = ankkurikappaleen halkaisija

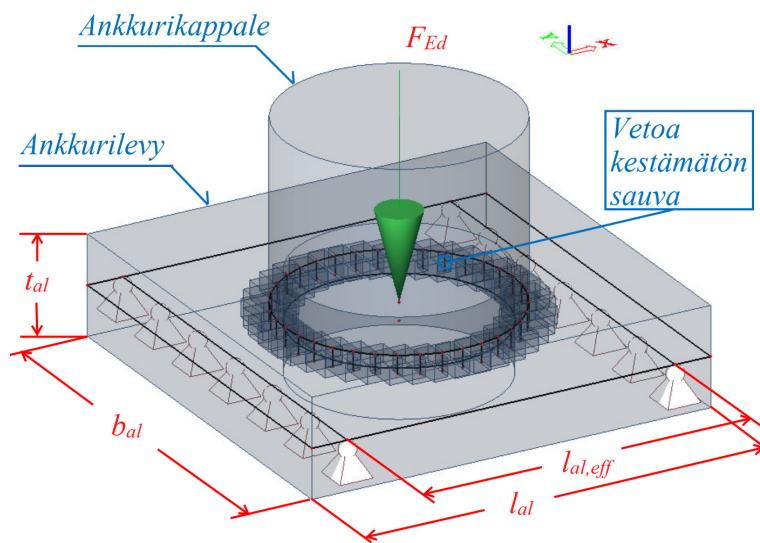
Taivutusmomenttikestävyyden lisäksi tulee tarkastella mahdollinen ankkurikappaleen lä- vistyminen ankkurilevystä. Tässä työssä sovelletaan paremman tiedon puutteessa ankku- rilevyn lävistymiskestävyyden $B_{p,Rd,al}$ laskennassa standardissa SFS-EN 1993-1-8 esitet- tyä ruuvien ja mutterien lävistymiskestävyyden kaavaa. Kaavassa (71) on oletuksena, että jännitykset tarkasteltavassa levyssä jakautuvat tasan reiän ympärillä.

$$B_{p,Rd,al} = 0,6\pi D_{ak} t_{al} f_u / \gamma_{M2} \quad (71)$$

Kaavoissa (68) ja (71) on huomioitava ankkurilevyn paksuuden vaikutus levyn myötörajaan f_y ja vetomurtolujuuteen f_u . Levypaksuuden vaikutus on esitetty kohdan 5.1.1 taulukossa 25 (standardin EN 10025-2 mukaiset teräslajit).

Ankkurilevyn tarkastelu FEM-laskentaohjelmistolla

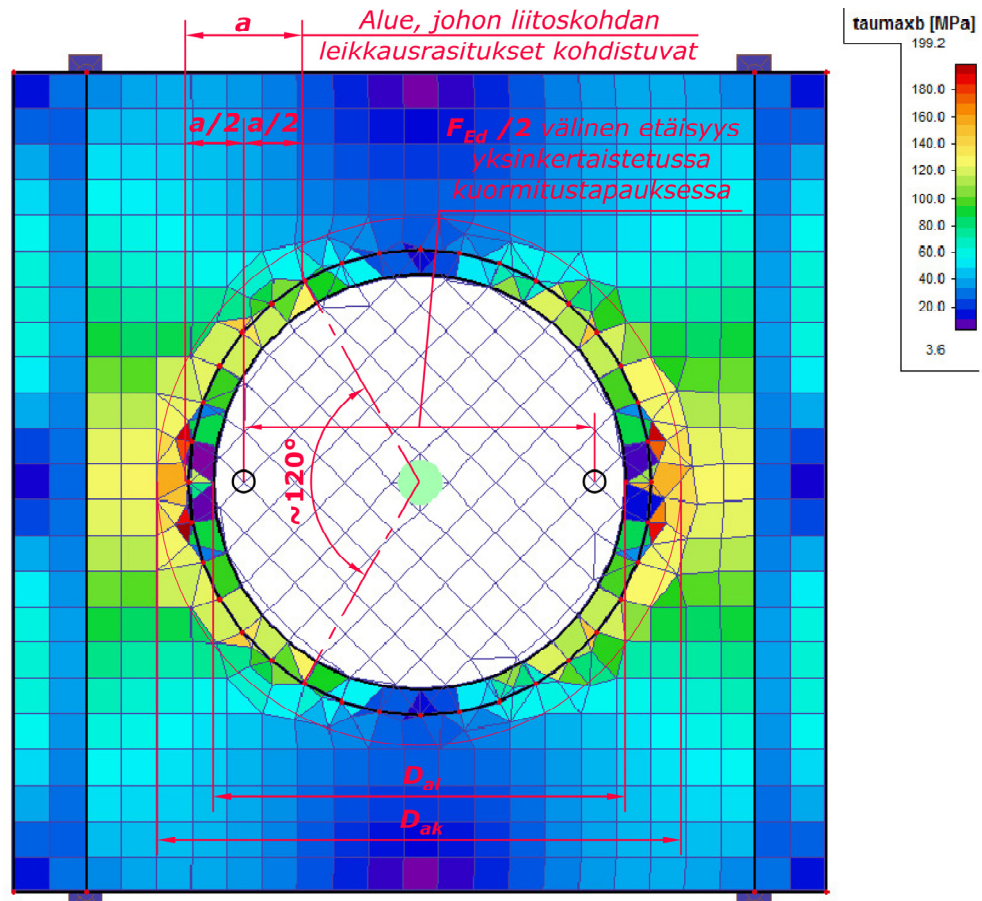
Edellä esitetyn ankkurilevyn käsinlaskentakaavan (kaava (68)) tueksi on tehty alla olevan kuvan 32 mukainen laskentamalli Nemetschek Group:n SCIA Engineer-laskentaohjelmistolla (SCIA Engineer Internet-sivut). Laskentamallissa on käytetty lineaarista materiaalimallia pois lukien ankkurilevyn ja ankkurikappaleen välisen kontaktin vetoa kestävämmät sauvat. Elementtiverkkona on puolestaan käytetty 10 mm ruutua. *Teräksen materiaaliarvot ovat teräslajin S355 mukaiset.*



Kuva 32. Ankkurilevyn laskentamalli SCIA Engineer-laskentaohjelmistossa.

Laskentamalli koostuu reiällisestä ankkurilevystä, jonka sivumitat l_{al} ja b_{al} ovat kummatkin 225 mm sekä paksuus t_{al} on 55 mm. Reiän halkaisija D_{al} on 114 mm. Ankkurikappaleen kontakti ankkurilevylle on mallinnettu siten, että ankkurilevyn mitoitusvoiman F_{Ed} välittävät vetoa kestävämmät sauvat, jotka on asetettu ankkurikappaleen ja ankkurilevyn välisen todellisen kontaktipinnan keskilinjalle. Vetoa kestävämmät sauvat ovat laskentamallissa siksi, että ankkurilevy pääsee taipumaan realistisesti. Voimaksi F_{Ed} on asetettu laskentaesimerkin tukitason 2 ankkurin koevetovoima $F_{d,2,koeveto}$, jonka suuruus on 1245 kN. Nivelelliset tuet on asetettu ankkurilevyä tukevien poskilevyjen keskilinjalle etäisyydelle $l_{al,eff} = 185$ mm toisistaan. Toinen tukilinja on asetettu sallimaan liike kuvan 32 x-suunnassa.

Kuvassa 33 on esitetty laskennan tuloksista ankkurilevyn leikkausjännitykset. Kuvaan on havainnollistettu merkintöjen avulla, miten kaavan (68) sisältämään kuvan 31 kuormitustapaukseen on päädytty. Leikkausjännitykset kohdistuvat noin 120 ° sektorin kaarelle tässä laskentamallissa.

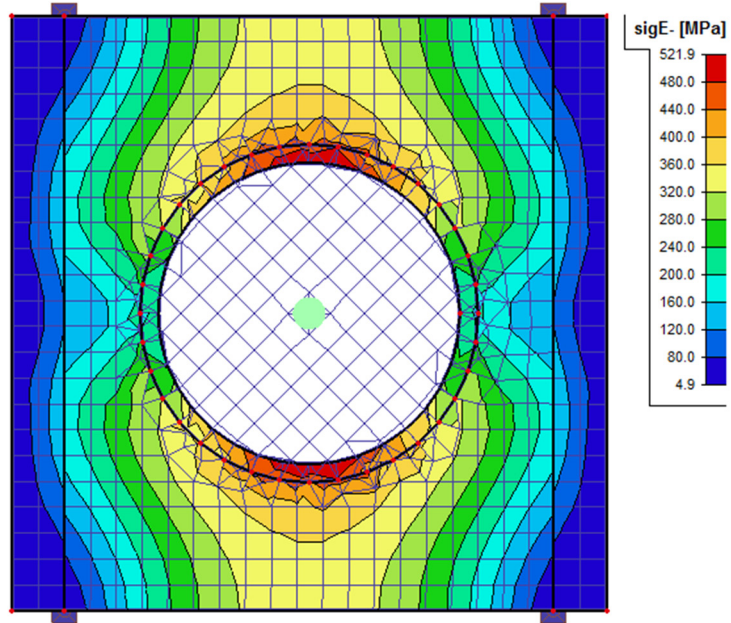


Kuva 33. Ankkurilevyn leikkausjännitykset SCIA Engineer-laskentaohjelmistosta.

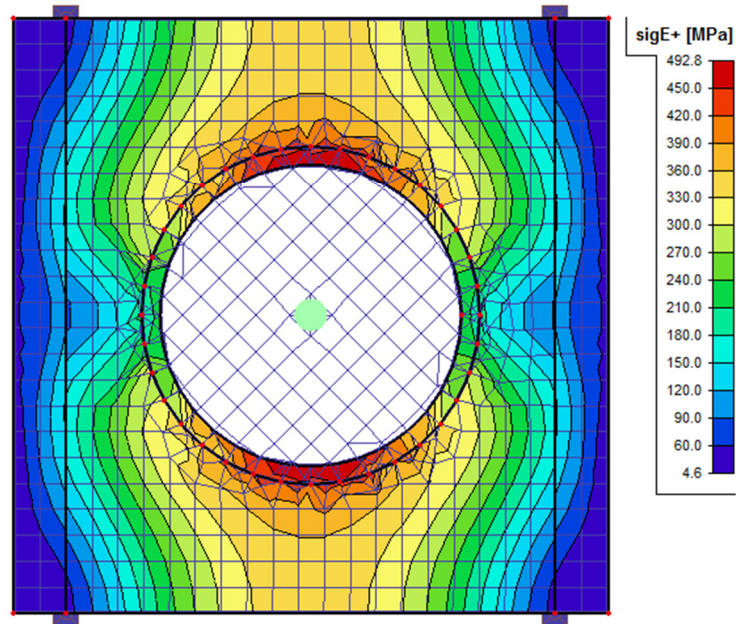
Huomioitavaa on, että leikkausjännitykset eivät jakaudu tasan reiän ympärille. Leikkausjännitysten jakautumiseen vaikuttavat muun muassa tukien (poskilevyjen) etäisyydet reiän reunasta ja ankkurilevyn paksuus. Kaavan (68) sisältämä kuvan 31 kuormitustapaus ei näin ollen ole yleispätevä vaan suuntaa antava. Leikkausjännitysten jakautumisesta voidaan päätellä myös, että ankkurilevyn lävistymiskestävyyden laskentaan sovellettu kaava (71) antaa liian suuria lävistymiskestävyyksien arvoja.

Kuvasta 34 nähdään ankkurilevyn ala- ja yläpinnan von Mises-vertailujännitykset. Taivutusmomenttikestävyyden määrittävällä poikkileikkauksen leveydellä $b_{al,eff}$ (katso kuva 31) on 6 kappaletta elementtiverkon ruutuja. Asetetulla voimalla F_{Ed} ja levypaksuudella t_{al} teräslajin S355 myötöraja f_y ylittyy koko poikkileikkauksen leveydellä ja murtoraja f_u noin 1/6-leveydellä. Laskettaessa jännitykset painotettuna keskiarvona leveyden suhteen, saadaan alapinnan keskimääräiseksi jännitykseksi 380 MPa ja yläpintaan 390 MPa. Laskentamallin levymitoilla ankkurilevyn teräslaji tulisi muuttua lujuudeltaan suurempaan (S450), jolloin keskimääräiset poikkileikkauksen jännitykset pysyvät alle myötörajän f_y ja reiän reunan jännitykset alle vetomurtolujuuden nimellisarvon f_u . Teräslajin S355 myötöraja ($t > 40$ mm) 335 MPa ylittyy keskiarvoihin verraten noin 16 %. Mikäli ankkurilevy tehdään S355 teräksestä ja laskentamallin sivumitoilla, tulee levypaksuutta t_{al} kasvattaa. Vaihtoehtoisesti leveyttä b_{al} voidaan kasvattaa sallituissa rajoissa (kaava (70)).

a) Ankkurilevyn alapinta

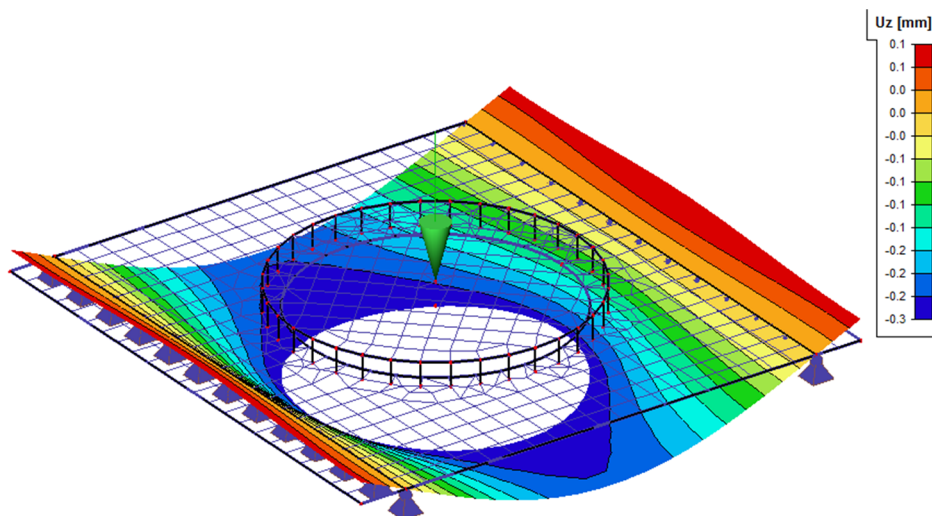


b) Ankkurilevyn yläpinta



Kuva 34. Ankkurilevyn a) alapinnan ja b) yläpinnan von Mises-vertailujännitykset SCIA Engineer-laskentaohjelmistosta.

Kuvassa 35 on esitetty ankkurilevyn siirtymät. Ankkurilevy taipuu suurimmillaan 0,3 mm. Jänneväliin ($l_{al,eff}$) nähden taipuma on verrattain pieni (suuruusluokaltaan $L / 600$).



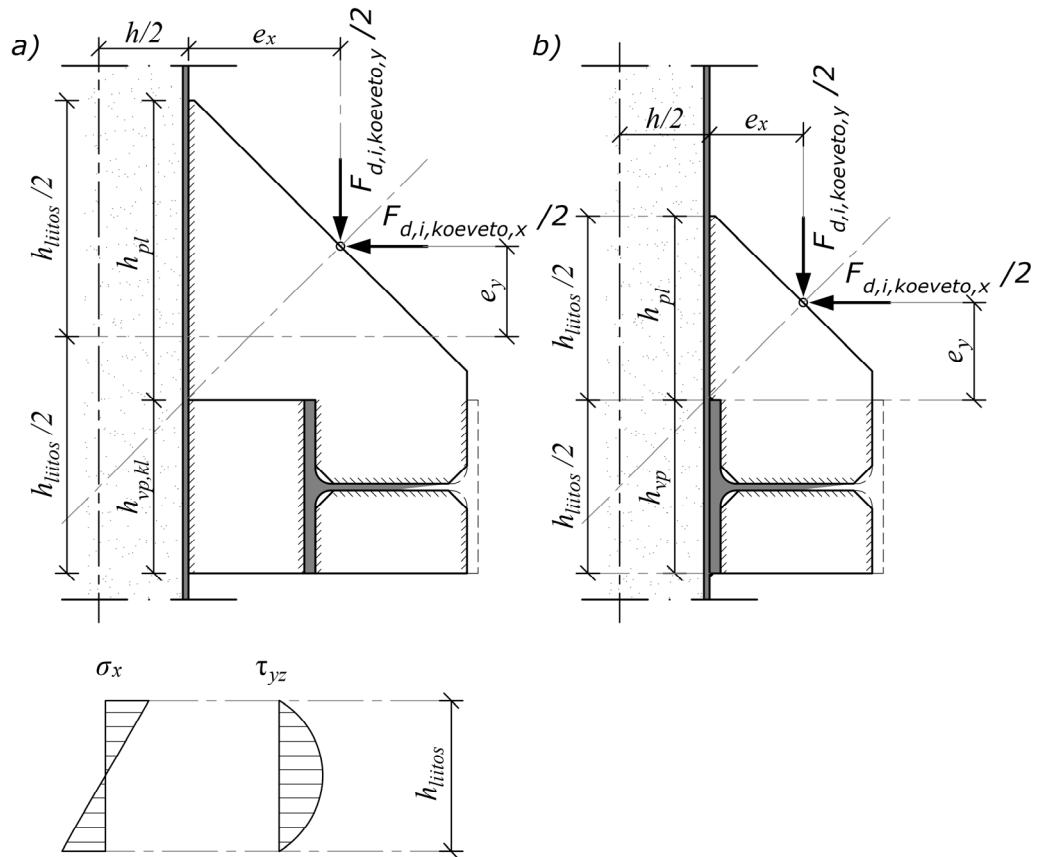
Kuva 35. Ankkurilevyn siirtymät SCIA Engineer-laskentaohjelmistosta.

Poskilevyt ja mahdolliset lisälevyt

Poskilevyt toimivat tavallisesti puristettuina ja taivutettuina sauvoina. Levyjen paksuudet määräytyvät usein niiden lommahduskestävyyden mukaan. Yleensä epäedullisin tilanne lommahdusta ajatellen on kuvan 36 kohdan a) tilanne, jossa levyn kuormitus, vaakapalkin ja teräspontin välinen etäisyys sekä poskilevyn korkeus ankkurivoiman suunnassa ovat suurimmillaan. *Ankkurivoima jakautuu poskilevyille ja mahdollisille lisälevyille ankkurilevyn välityksellä.*

Poskilevyt kiinnitetään vaakapalkin laippoihin ja uumaan sekä teräspontin laippaan tai sitä jäykistävään vahvikelevyyn hitsaamalla. Liitos teräspontin laippaan tai sitä jäykistävään vahvikelevyyn välittää taivutus- ja leikkausrasitukset. Kuvan 36 kohdan b) tilanne on edellä mainitun liitoksen kannalta epäedullisin. Vaakapalkin kiinnityslevyt tai palkin suora kiinnitys teräsponttiseinään voidaan hyödyntää taivutus- ja leikkausrasitusten välittämiseen mitoitettaessa ankkurin kiinnitysrakennetta ankkurin koevetovoimalle.

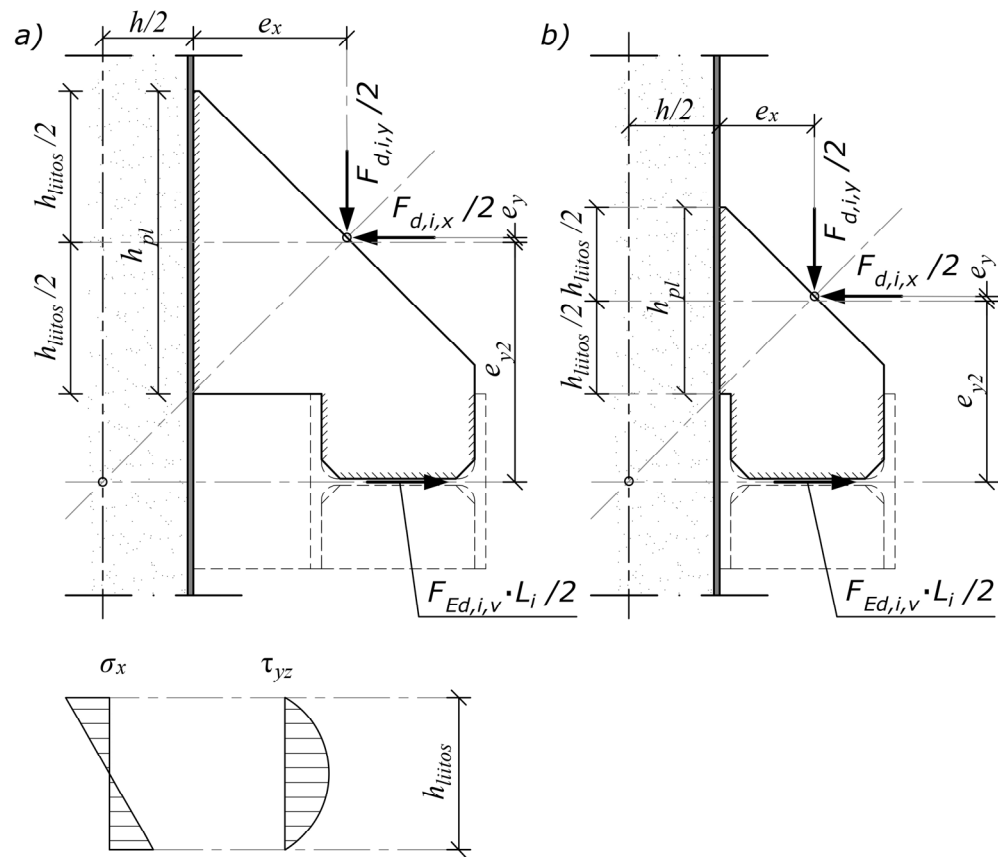
Teknisesti ja taloudellisesti on yleensä edullisinta, jos ankkurin kiinnitysrakenne ja vaakapalkki voidaan liittää teräsponttiseinään kuvan 36 kohdan b) mukaan ilman välystä ja vaakapalkin kiinnityslevyjä. Kyseinen rakenneratkaisu vaatii yleensä teräspontin laippaa jäykistävän vahvikelevyn, koska poskilevyjen liitospituus teräsponttiseinällä jää mitoitusteknisesti usein liian lyhyeksi.



Kuva 36. Poskilevyn ja vaakapalkin kiinnityslevyn liitokset tarkasteltaessa kyseisten levyjen ja liitosten kestävyksiä ankkurin koivetovoimalle.

Kun poskilevyjen kestävyyttä tarkastellaan ankkurin mitoitusvoimalle $F_{d,i}$, ankkurin kiinnitysrakenteeseen vaikuttaa myös vaakapalkilta sille siirtyvä kuorma, joka sisältää tukiseinärakenteen suunnitellun käyttöiän mukaisen mallikertoimen (katso kuva 37). Poskilevyjen vaakapalkin laippojen välisten poikkileikkausten tulee olla riittäviä, että kuorma siirtyy vaakapalkilta ankkurin kiinnitysrakenteen välityksellä ankkurille ja teräsponttiseinälle. Vaakapalkin laippojen välisen osuuden poskilevyistä mitoittaa usein niiden leikkauskestävyys.

Poskilevyjen liitokset teräspontin laippaan tai sen vahvikelevyyn tulee tarkastella myös kuvan 37 mukaisessa kuormitustapauksessa. Tällöin vaakapalkin kiinnityslevyjä ei hyödynnetä taivutus- ja leikkausrasitusten välittämiseen.



Kuva 37. Poskilevyn liitokset tarkasteltaessa levyn ja liitosten kestävyyskykyä ankkurin mitoitusvoimalle ja vaakapalkilta levyyn siirtyvälle voimalle.

Poskilevyjen liitokset ovat yleensä jäykkiä myös levyn heikompaan suuntaan nähden, sillä liitettävien levyjen paksuudet vastaavat yleensä toisiaan ja poskilevyt on usein mahdollista hitsata levyn molemmiin puoliin. Poskilevyjen stabiiliutta tarkasteltaessa liitoksen jäykkyyden hyödyntäminen tulee harkita tapauskohtaisesti.

Lähtökohtaisesti poskilevyjen ja mahdollisten lisälevyjen keskinäinen etäisyys ankkurin kiinnitysrakenteessa tulee suunnitella siten, että ankkuri voidaan asentaa levyjen välistä. Tilaa levyjen välissä tulisi olla vähintään 30 mm ankkurin porauskruunun halkaisijaa enemmän. (Rintala, haastattelu 2018)

Vaakapalkin kiinnityslevyt

Vaakapalkin ja teräsponttiseinän väliin asennetaan kiinnityslevyt, mikäli vaakapalkkia ei saada asennettua teräsponttiseinän sijaintipoikkeamista johtuen kiinni suoraan teräspontin laippaan. Kiinnityslevyt hitsataan sekä vaakapalkin että teräspontin laippaan kiinnitysrakenteen ulkopuolelta. Kuormitustapauksesta riippuen vaakapalkin kiinnityslevyt välittävät joko taivutus- ja leikkausrasituksia (katso kuva 36) tai toimivat aksiaalisesti kuormitettuina sauvoina (katso kuva 37).

Teräspontin laippa ja mahdollinen vahvikelevy

Teräspontin laippa on usein liian ohut kestäämään yksinään ankkurin kiinnitysrakenteelta sille välittyvät rasitukset. Lisäksi kyseistä liitoskohtaa heikentävät muun muassa ankkurille tehtävä reikä sekä teräsponttiprofiilien lukkoliitokset. Lukkoliitokset heikentävät liitoskohtaa etenkin Z-profiilisilla teräsponteilla, joissa lukkoliitos on poskilevyjen välissä ankkurin reiän kohdalla. Teräsponttien poikittaisessa taivutuksessa lukkoliitokset ovat rakennemallissa niveliä.

Edellä mainituista syistä johtuen teräsponttiseinän laippa joudutaan usein vahvistamaan erillisellä vahvikelevyllä (katso kuva 30). Vahvikelevyä heikentää myös ankkurin reikä. Standardissa SFS-EN 1993-5 on esitetty alla olevat kaavat (72)-(76), jotka on tarkoitettu vaakasuoran ankkurin aluslaatan alla olevan teräspontin laipan leikkauskestävyyden $R_{Vf,Rd}$ tarkastukseen. Kaavoja (72)-(76) voidaan käyttää myös teräspontin laipan leikkauskestävyyden tarkastukseen ankkurin kiinnitysrakenteen vahvikelevyltä siirtyvää vaakakuormaa vastaan alla olevien merkintöjen mukaan. Tapauskohtaisesti on arvioitava teräspontin laipan jännitystilän vaikutus sen leikkauskestävyyteen. Vahvikelevyn kestävyys siihen poskilevyiltä kohdistuvia rasituksia vastaan ja ankkurivoiman pystykomponentin siirtyminen teräspontille tulee tarkastella erikseen.

$$F_{Ed,x} \leq R_{Vf,Rd} \quad (72)$$

$$R_{Vf,Rd} = 2,0(b_a + h_a)t_f \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (73)$$

$$h_a \leq 1,5b_a \quad (74)$$

$$b_a \geq 0,8b \quad (75)$$

$$t_a \geq 2t_f \quad (76)$$

$F_{Ed,x}$ = teräspontin laippaa vastaan kohtisuora mitoitusvoima (yleensä $F_{d,i,koeveto,x}$)

$R_{Vf,Rd}$ = vahvikelevyn alla olevan teräspontin laipan leikkauskestävyys

b = teräsponttiprofiilin laipan sileän osan leveys, (katso kohdan 4.1.2 taulukko 20)

b_a = vahvikelevyn leveys

f_y = teräspontin teräksen myötöraja

h_a = vahvikelevyn pituus

t_a = vahvikelevyn paksuus

t_f = teräspontin laipan paksuus

γ_{M0} = osavarmuusluku (katso kohdan 4.1.1 taulukko 19)

Vaakapalkin uumajäykisteet

Vaakapalkin uumajäykisteiden riittävyys tulee erikseen arvioida, mikäli kohdan 5.2.4 kaavan (50) mitoitusehto täyttyy. Ankkurin kiinnitysrakenteen poskilevyjen vaakapalkin laippojen väliset osuudet toimivat myös uumajäykisteinä, mikäli ne on hitsattu kiinni vaakapalkin uumaan.

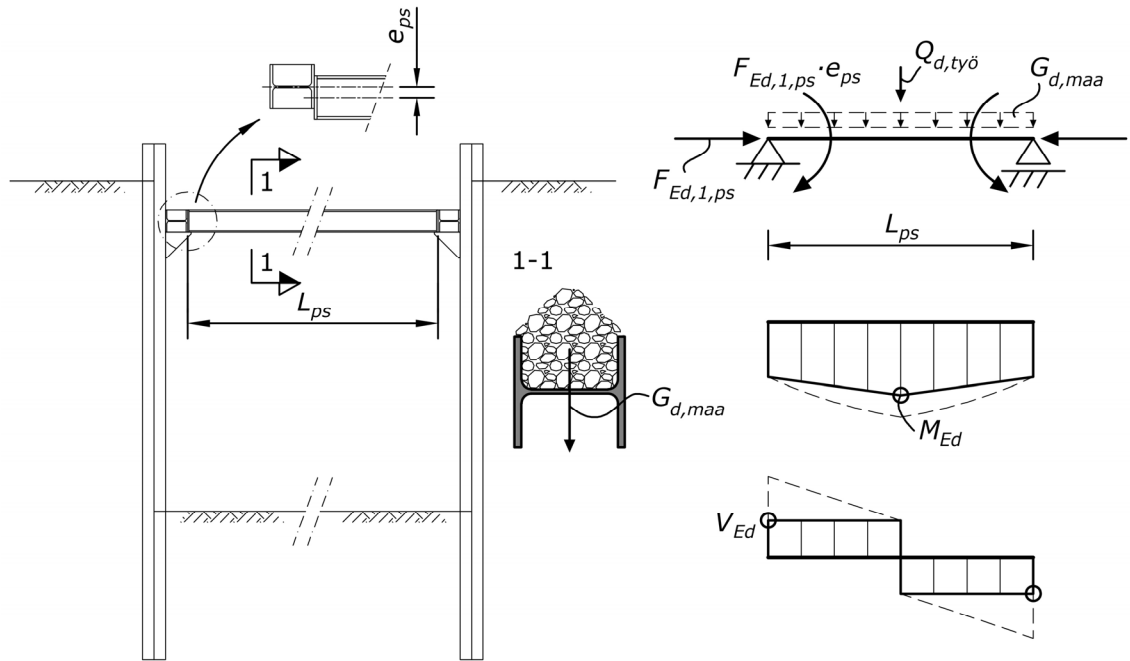
6.2 Puristussauva

Tässä kohdassa esitetään puristussauvatuennan mitoitus periaatteellisella tasolla ja käsitellään kyseistä tuentatapaa koskevia suosituksia.

6.2.1 Puristussauvatuennan mitoitusperiaatteet

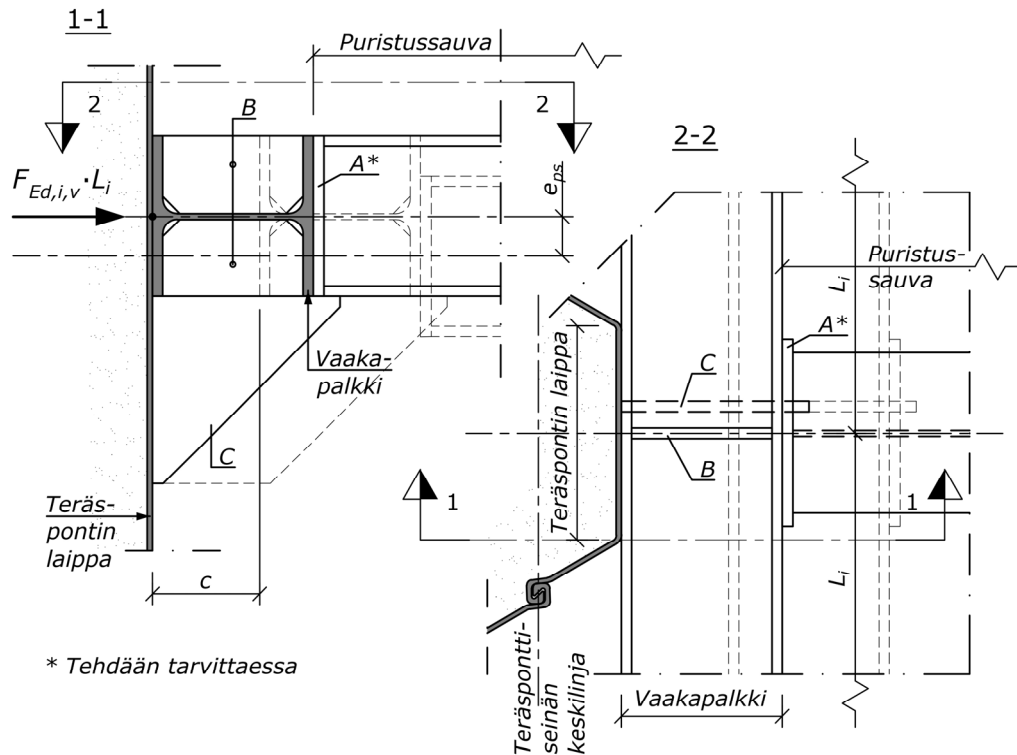
RIL:n Rakennuskaivanto-ohjeen (RIL 181-1989) mukaan puristussauvaa mitoitettaessa otetaan huomioon tukivoiman epäkeskisyys ja puristussauvan päälle keskelle sen jänneväliä kohdistuva pistekuorma. Kyseisen ohjeen mukaan tukivoima on oletettava neljännes puristussauvan pienemmästä sivumitasta epäkeskeiseksi. Esimerkiksi HEB 300-profiililla tämä tarkoittaa 75 mm epäkeskisyyttä. Ohjeessa puristussauvan keskelle kohdistuvan pistekuorman suuruudeksi annetaan 1,5 kN. Nykyisiin mitoitusääntöihin verrattuna kyseisen pistekuorman voi olettaa mitoitusarvoksi.

Vuoden 2018 loppu- tai vuoden 2019 alkupuolella julkaistavassa RIL:n teräsrakenteisten tukiseinien rakenteellisessa mitoitusohjeessa on esitetty, että epäkeskisyys e_{ps} oletetaan samaksi kuin Rakennuskaivanto-ohjeessa, mutta pistekuorman mitoitusarvoksi $Q_{d,työ}$ annetaan 2,0 kN. Lisäksi avoprofiileilla suositellaan huomioimaan puristussauvan uuman täyttyminen kaivumailla, mikäli profiili asennetaan kuvan 38 leikkauksen 1-1 mukaisesti. Profiilin täyttyminen kaivumailla voi aiheuttaa noin 1,5...2,0 kN/m mitoituskuorman $G_{d,maa}$ koko puristussauvan pituudelle L_{ps} . Tulevan ohjeen mukainen kuormitustapaus sekä puristussauvan taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio on esitetty kuvassa 38. Työkoneen osuman tai muun vastaavan törmäyskuorman vaikutus arvioidaan tapauskohtaisesti. (Kujansuu, haastattelu 2018)



Kuva 38. Tyypillinen puristussauvan kuormitustapaus sekä taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio.

Kaivannon sisäpuolisen tuennan tyypillistä vaakapalkin ja puristussauvan liitoskohtaa rakenneseinään on havainnollistettu kirjaimin (A-C) ja selittein kuvaan 39. Merkityt rakenneseinät ovat puristussauvan päätylevy (A), vaakapalkin uumajäykisteet (B) ja työnaikainen konsoli (C).



Kuva 39. Tyypillinen puristussauvan ja vaakapalkin liitos, kun vaakapalkki on liitetty teräsponttiseinän kaivannon puoleisiin laippoihin.

6.2.2 Puristussauvan mitoittaminen

Puristussauvan kestävyys mitoitetaan standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaan yleensä yhteen suuntaan taivutettuna ja puristettuna sauvana. Samoin sauvan stabiilius tarkistetaan yhdistetyn taivutuksen ja puristuksen säännöin. Tapauskohteisesti on huomioitava myös puristussauvan lämpölaajenemisesta johtuvien aksiaalisten puristus- ja vetojännitysten vaikutus sauvan mitoituskestävyyteen ja stabiiliuteen.

Puristussauvoina käytettävien profiilien teräslajit ja poikkileikkausmitat sekä mitoituksessa käytettävät kestävyyksien osavarmuusluvut ovat tyypillisesti samoja kuin vaakapalkeillakin (katso kohta 5.1.1). Pyöreiden teräsputkiprofiilien poikkileikkausmitat ovat teräsputken ulkohalkaisija d ja putken seinämäpaksuus t .

Puristussauvojen poikkileikkausluokitus sekä periaatteet kimmo- ja plastisuusteorian mukaisista kokonaistarkasteluista on esitetty kohdassa 4.1.2. Puristussauvan poikkileikkausluokka määritetään kohdan 5.1.2 taulukoiden 27 ja 28 mukaan kuten vaakapalkeillakin. Mikäli puristussauvoina käytetään pyöreitä teräsputkiprofiileja, määritetään poikkileikkausluokka standardin SFS-EN 1993-1-1 taulukon 5.2 osan 3 mukaan.

6.3 Juuripultti

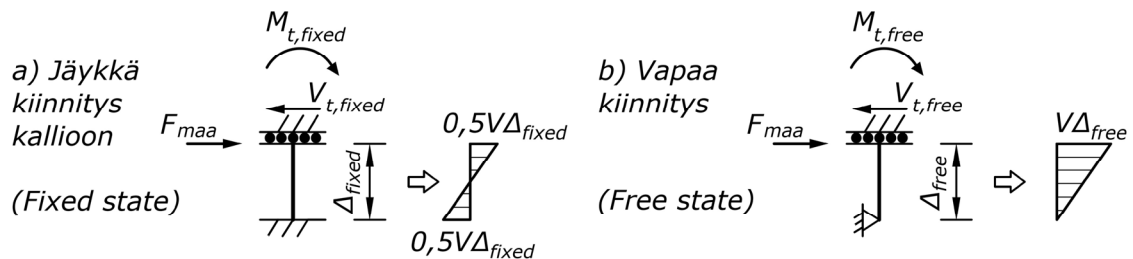
Tässä kohdassa esitetty juuripultin mitoittaminen perustuu Norjan geoteknisen yhdistyksen (NGF 2008) esittämään mitoitusastapaan. Standardin SFS-EN 1993-1-1 mukainen poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku γ_{M0} on lisätty mitoituskaavoihin. Kyseinen mitoitusastapa poikkeaa RIL:n Kaivanto-ohjeessa esitetystä mitoitusastavasta. Kaivanto-ohjeen mitoitusastapa perustuu juuripultin plastisuusteorian mukaiseen taivutuskestävyyteen, kun juuripultti kiinnitetään jäykästi vain toisesta päästä. Molemmista päistään jäykästi kiinnitetyn juuripultin kestävyys laskentakaavaan Kaivanto-ohjeessa on laadittu menetelmäkohtainen varmuuskerroin perustuen taivutus-, veto- ja leikkausrasitusten mahdollisiin yhdistelmiin.

6.3.1 Perusteet juuripultin rakennetekniseen mitoittamiseen

Kalliopintaan ulottuva teräsponttiseinä voidaan tukea alapäästä kallioon maan- ja vedenpaineesta aiheutuvaa vaakavoimaa F_{maa} vastaan juuripulttien avulla. Tämän työn laskentaesimerkissä yksittäiselle juuripultille kohdistuva vaakavoima saadaan kertomalla tukitasolle 3 kohdistuva mallikertoimen sisältävä vaakavoima $F_{Ed,3,v}$ suunnitellulla juuripulttien jaolla k_t . Juuripultit voivat toimia teräsponttiseinän alapään ainoana tukena, mikäli kaivannon rakentamiselle ei ole asetettu tiiveysvaatimuksia, eikä kaivannon pohjalla teräsponttiseinän läheisyydessä suoriteta louhintatöitä.

Juuripulttiin kohdistuu taivutusrasituksia M_t ja leikkausrasituksia V_t . Mitoituksessa teräspontin alapään ja kalliopinnan väliseksi etäisyydeksi Δ oletetaan vähintään 0,1 m. Kuumavalssatuilla juuripulteilla tulee huomioida kohdan 5.1.1 taulukon 25 mukainen teräksen pienennetty myötöraja, kun juuripultit ovat halkaisijaltaan suurempia kuin 40 mm.

Norjan geoteknisen yhdistyksen mitoitusastavassa juuripultin plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys esitetään tuentatavasta riippuvana teräsponttiseinän alareunan ja kalliopinnan välisen etäisyyden Δ funktiona. Tuentatapoina ovat vapaa (*free state*) tai jäykkä (*fixed state*) kiinnitys kallioon (katso kuva 40).



Kuva 40. Juuripultin a) jäykkä kiinnitys ja b) vapaa kiinnitys kallioon sekä kiinnityksiä vastaavat rakennemallit ja taivutusmomenttikuviot. (perustuu NGF 2008)

6.3.2 Juuripultin taivutus ja leikkaus

Molemmista päistään jäykästi kiinnitetyn juuripultin kimmoteorian mukainen leikkauskestävyys $V_{el,Rd,t,fixed}$ lasketaan kaavan (77) mukaan ja vastaavasti vain toisesta päästään jäykästi kiinnitetyn ($V_{el,Rd,t,free}$) lasketaan kaavan (78) mukaan. Kaavojen (77) ja (78) leikkauskestävyyksien tulee täyttää mitoitusehto (79), kun huomioidaan puhdas leikkauskestävyys.

$$V_{el,Rd,t,fixed} = 2W_{el,t} \frac{f_y}{\Delta\gamma_{M0}} \quad (77)$$

$$V_{el,Rd,t,free} = W_{el,t} \frac{f_y}{\Delta\gamma_{M0}} \quad (78)$$

$$V_{el,Rd,t} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} A_t \quad (79)$$

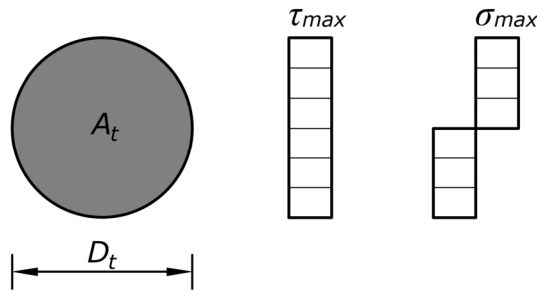
$W_{el,t}$ = juuripultin kimmoteorian mukainen taivutusvastus ($= D_t^3\pi/32$)

f_y = juuripultin teräksen myötöraja

Δ = teräspontin alareunan ja kalliopinnan välinen etäisyys

A_t = juuripultin poikkileikkausala ($= D_t^2\pi/4$) (katso kuva 41)

Norjan geoteknisen yhdistyksen mukaan juuripultti myötää ja murto tapahtuu plastisesti, mikäli teräsponttiseinän ja kalliopinnan välinen etäisyys Δ on yli 100 mm (katso kuva 41).



Kuva 41. Juuripultin poikkileikkaus ja plastisuusteorian mukaiset jännityskuviot leikkauksessa ja taivutuksessa.

Juuripultin plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys $V_{pl,Rd,t}$ lasketaan kaavalla (80). Vastaavasti plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyys $M_{pl,Rd,t}$ lasketaan kaavalla (81). Kohdan 4.2.6 kaavasta (21) (von Mises-myötöehdosta) saadaan johdettua juuripultin mitoitukseen soveltuva kaava (82).

$$V_{pl,Rd,t} = A_t \tau_{max} \Leftrightarrow \tau_{max} = \frac{V_{pl,Rd,t}}{A_t} \quad (80)$$

$$M_{pl,Rd,t} = \sigma_{max} W_{pl,t} \Leftrightarrow V_{pl,Rd,t} \Delta = \sigma_{max} W_{pl,t} \Leftrightarrow \sigma_{max} = \frac{V_{pl,Rd,t} \cdot \Delta}{W_{pl,t}} \quad (81)$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} \quad (82)$$

τ_{max} = leikkausjännityksen maksimiarvo

σ_{max} = taivutusjännityksen maksimiarvo

$W_{pl,t}$ = juuripultin plastisuusteorian mukainen taivutusvastus (= $D_t^3/6$)

Edellä esitetyistä kestävyysien kaavoista saadaan johdettua teräspontin alareunan ja kalliopinnan väliset maksimietäisyyksien Δ_{max} kaavat (83) ja (84) molemmille tuentatavoille. Kyseisistä kaavoista saadaan johdettua myös tuentatavasta riippuvat juuripultin plastisuusteorian mukaiset leikkauskestävyydet etäisyyden Δ funktiona (kaavat (85) ja (86)).

$$\Delta_{max, fixed} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,t}}{V_{pl,Rd,t}} \quad (83)$$

$$\Delta_{max, free} = \frac{M_{pl,Rd,t}}{V_{pl,Rd,t}} \quad (84)$$

$$V_{pl,Rd,t, fixed} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_t^2 \cdot (f_y/\gamma_{M0})^2 \cdot W_{pl,t}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{fixed}^2 + 12 \cdot W_{pl,t}^2}} \quad (85)$$

$$V_{pl,Rd,t, free} = \sqrt{\frac{A_t^2 \cdot (f_y/\gamma_{M0})^2 \cdot W_{pl,t}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{free}^2 + 3 \cdot W_{pl,t}^2}} \quad (86)$$

6.4 Juuripalkki

Tässä kohdassa esitetään juuripalkin ja siihen liittyvän kalliopultituksen mitoitus periaatteellisella tasolla sekä käsitellään kyseistä rakennetta koskevia suosituksia.

6.4.1 Kalliopultituksen mitoitusperiaatteet

Mitoitusperiaatteena on, ettei teräsponttiseinän juuripulttitusta hyödynnetä, jos kohteen läheisyydessä tehdään louhintatöitä. Tällöin juuripalkki tuetaan kallioon lopputilanteessa kalliopultituksella ja juuripultit toimivat niin sanotussa työnaikaisessa tilanteessa tukirakenteena. Lopputilanteessa koko teräsponttiseinän alapään vaakakuorma $F_{Ed,i,v}$ (katso kuva 42) välitetään kallioon juuripalkin kalliopultituksella, sillä pystysuoraan nähden kulmaan asennetut kalliopultit ovat juuripultteja paremmin suojassa mahdollisilta louhintaryöstöiltä. (Kujansuu, haastattelu 2018)

Kalliopultit toimivat juuripalkin rakennemallissa tukina. Teräsponttiseinältä juuripalkkiin kohdistuva vaakavoima $F_{Ed,i,v}$ pyrkii kaatamaan juuripalkin sen kaivannon puoleisen reunan ympäri. Kalliopultille kohdistuvan vetovoiman laskenta perustuu ruotsalaisessa tukiseinien mitoitusohjeessa (Sponthandboken 2018) esitettyyn laskentatapaan. Kuvan 42 vapaakappalekuvan momenttitasapainoehdosta juuripalkin kaivannon puoleisen nurkan ympäri saadaan johdettua kalliopultin mitoitusvetovoima $N_{Ed,kp}$ (kaava (87)).

$$N_{Ed,kp} = \frac{F_{Ed,i,v} k_{kp} b_{jp}}{L_{kp} \sin \alpha_{kp}} \quad (87)$$

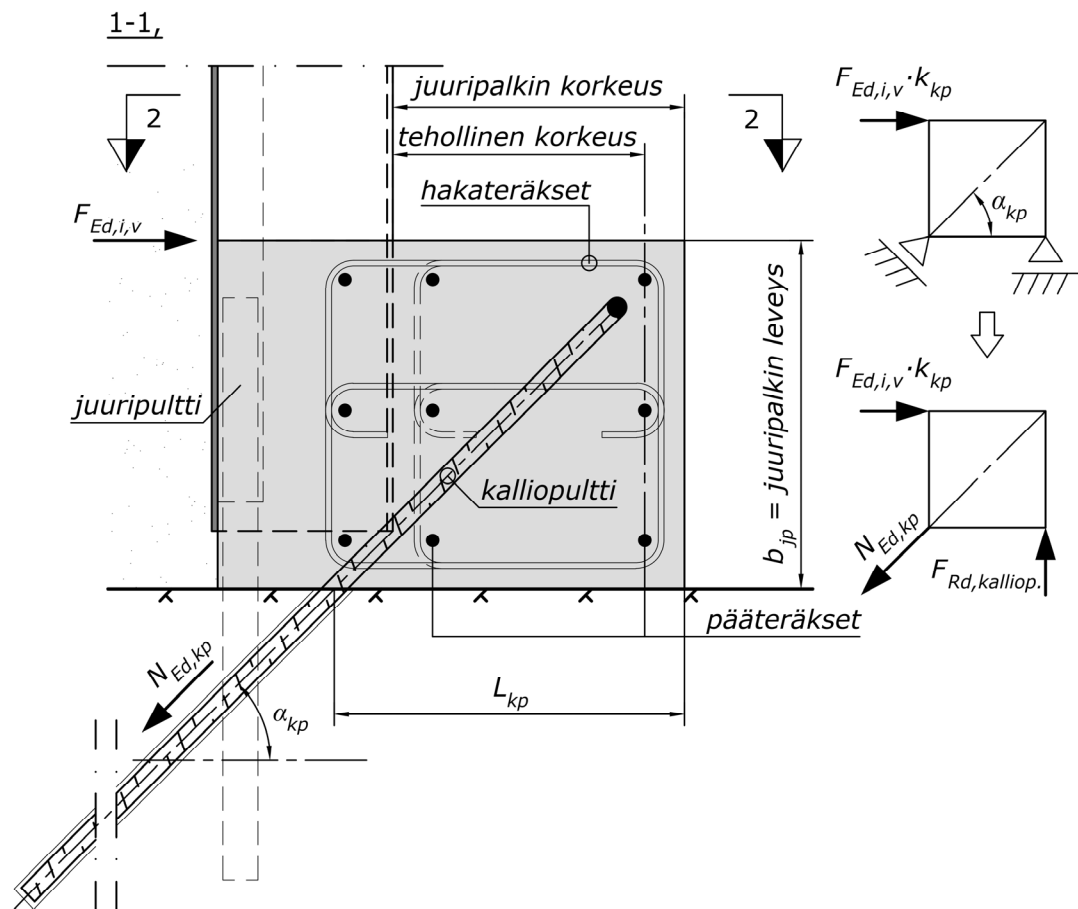
$F_{Ed,i,v}$ = tukitasolla i vaikuttavan vaakavoiman mallikertoimella kerrottu mitoitusarvo

k_{kp} = kalliopultituksen jako teräsponttiseinän pituussuunnassa

b_{jp} = juuripalkin leveys (katso kuva 42)

L_{kp} = kalliopultin etäisyys juuripalkin kaivannon puoleisesta reunasta

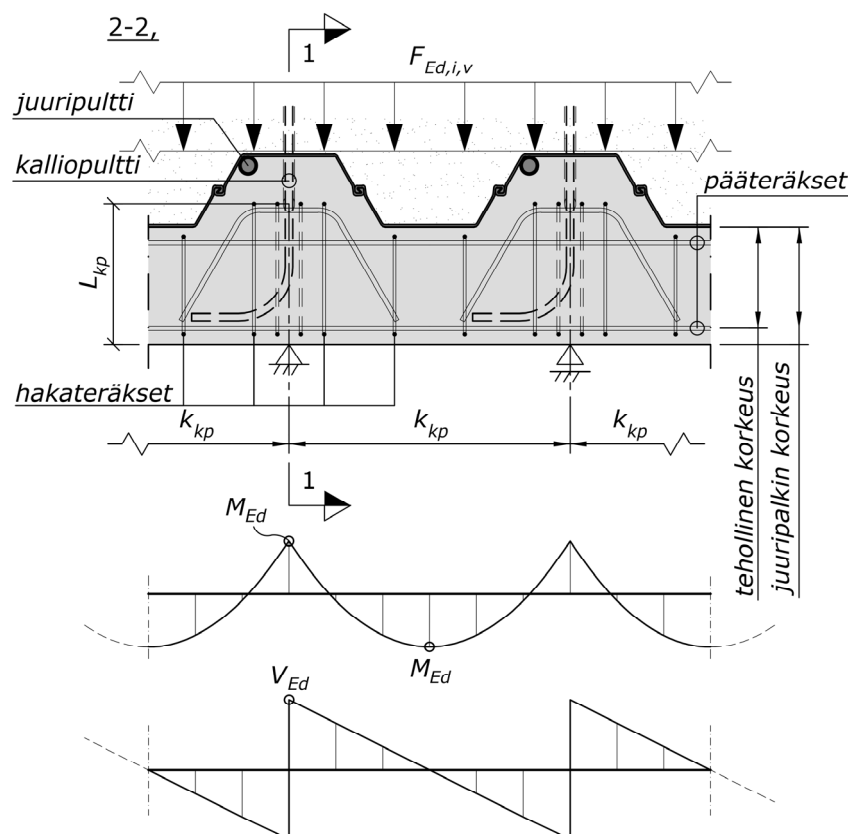
α_{kp} = kalliopultin asennuskulma



Kuva 42. Juuripalkin poikkileikkaus ja vapaakappalekuva kalliopultin mitoittamista varten. Liittyy kuvaan 43.

6.4.2 Juuripalkin mitoitusperiaatteet

Juuripalkki mitoitetaan jatkuvana teräsbetonipalkkina, jonka leveys b_{jp} ja korkeus määritetään kuvassa 42 esitetyllä tavalla. Taivutusmomenttien oletetaan jakautuvan uudelleen siten, että kenttä- ja tukimomentit ovat yhtä suuret (katso kuva 43), eli juuripalkin ylä- ja alapinta raudoitetaan yhtä suurella teräsmäärällä. Juuripalkin leikkaushaati on tarpeen mittaamaan suoraan tuella (kalliopultin kohdalla) vaikuttavalle leikkausvoimalle.



Kuva 43. Juuripalkki yläpuolelta kuvattuna ja sen kuormitustapaus sekä taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuvio. Liittyy kuvaan 42.

6.4.3 Juuripalkin ja sen kalliopultituksen mitoittaminen

Juuripalkki ja sen kalliopultitus mitoitetaan teräsbetonirakenteiden standardin SFS-EN 1992-1-1 ohjeiden mukaan. Juuripalkki mitoitetaan jatkuvana palkkina. Muun muassa palkin pää- ja leikkausraudoituksen osalta tulee noudattaa standardin vähimmäis- ja enimmäisraudoitusohjeita sekä ohjeita raudoitteiden välisistä etäisyyksistä. Betonin lujuus- ja rasitusluokat valitaan kohteen olosuhteisiin soveltuviksi huomioiden juuripalkin suunniteltu käyttöikä. Vuoden 2018 loppu- tai vuoden 2019 alkupuolella julkaistavassa RIL:n teräsrakenteiden tukiseinien rakenteellisessa mitoitusohjeessa tullaan esittämään standardista SFS-EN 1992-1-1 poikkeavia vähimmäisraudoitusvaateita juuripalkin pää- ja hakaraudoitukselle (Kujansuu, haastattelu 2018).

Juuripalkin kalliopultitus mitoitetaan käyttäen kalliopultin materiaalin osavarmuuslukuna 1,15 ($= \gamma_s$) kuten juuripalkin muullakin raudoituksella. Oleellisena osana kalliopultin mitoitusta on varmistaa sen tartunta juuripalkkiin. Ohjeita kalliopultin kalliotartunnan mitoitamiseen on esitetty muun muassa RIL:n Kaivanto-ohjeessa.

7. LASKELMAT JA TULOSTEN TARKASTELU

Työtä varten tehtiin tukiseinälaskelmia GeoCalc-laskentaohjelmistolla teräsponttiseinärakenteen rakenneteknisen mitoituksen esimerkkilaskelmien lähtötiedoiksi. Lukuihin 3-6 perustuvat rakenneteknisen mitoituksen esimerkkilaskelmat esitetään työn liitteissä C-H. Ankkurin kiinnitysrakenteeseen kuuluvaa ankkurilevyä tarkasteltiin sekä SCIA Engineer-laskentaohjelmistolla että osittain kyseisen FEM-laskennan pohjalta johdetulla käsinlaskentakaavalla.

Geoteknisen laskennan tarkastelu

Mitoitusesimerkki on tyypillinen savisiin pohjaolosuhteisiin rakennettava teräsponttiseinä, joka upotetaan kalliopintaan saakka. Teräsponttiseinän tuenta toteutetaan kallioankkurein. Kaivannon ulkopuolella teräsponttiseinän välittömässä läheisyydessä muuttuvaa kuormaa aiheutuu maantieliikenteestä. Riski ajoneuvon mahdollisesta törmäyksestä teräsponttiseinän yläpäähän minimoidaan laskemalla ajonopeuksia kaivannon kohdalla sekä rakentamalla ajoväylän ja teräsponttiseinän väliin törmäysesteet. Geoteknisen mitoituksen lähtötietopiirustus esitetään kohdan 3.2.1 kuvassa 12.

Rakenneteknisen mitoituksen esimerkkilaskelmia varten tehdyt tukiseinälaskelmat esitetään kokonaisuudessaan liitteestä A. Tukiseinälaskenta tehtiin yhteensä neljään kertaan. Ensin laskenta suoritettiin siten, että pysyvät ja muuttuvat kuormat vaikuttavat (katso liitteen A kuvat A.1 ja A.2) ja sitten ilman muuttuvaa kuormaa (katso liitteen A kuvat A.3 ja A.4). Näiden tulosten erotuksesta saatiin muuttuvan kuorman osuus teräsponttiseinärakenteeseen kohdistuvista kuormista ja kuormien vaikutuksista. Jatkuvan sortuman estämisen vuoksi tehtävä tarkastelu yhden ankkurin pettämisestä tarkasteltiin tukitasoittain ilman muuttuvaa kuormaa. Liitteen A kuvien A.5 ja A.6 tulosten laskentaa varten ankkuriväli kaksinkertaistettiin tukitasolla 1 kuvaamaan tilannetta, jossa yksi ankkuri pettää kyseiseltä tukitasolta. Vastaavasti tehtiin liitteen A kuvien A.7 ja A.8 tulosten laskentaa varten tukitason 2 ankkurivälille. Ankkurivälin kaksinkertaistuminen vaikuttaa tukiseinälaskentaohjelmistossa siten, että kyseistä ankkuritasoa (tukitasoa) mallintava jousi muuttuu löysemmäksi, jolloin tukiseinän siirtymä kasvaa ja kuormitukset suurenevat muilla tukitasoilla.

GeoCalc-laskentatulosten tulkinta esitetään kohdassa 3.2.1 käyttämällä esimerkkinä laskentaa kaikilla kuormilla. Saman kohdan taulukkoon 2 laskettiin muuttuvan kuorman osuus kaikilla kuormilla sekä ilman muuttuvaa kuormaa laskettujen tulosten erotuksena. Kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvot laskettiin kohdissa 3.2.2 ja 3.2.3.

GeoCalc-laskentaa tehtäessä päädyttiin käyttämään kahta tukitasoa (1 ja 2) esimerkkilaskelman teräsponttiseinän tuentaan alapään juuripultituksen (tukitason 3) lisäksi.

Vaihtoehtoisen, vain yhdellä tukitasolla alapään tuennan lisäksi tuetun teräsponttiseinän siirtymät kasvoivat suuriksi ja kyseisen tukiseinärakenteen varmuus kaatumista vastaan ei ollut riittävällä tasolla kaivun edetessä. Toisin sanoen momenttitasapainoehto maan kaatavan aktiivi- ja vakauttavan passiivipaineen välillä ei täytynyt. Lisäksi yhdellä ankkuroidulla tukitasolla tuettuna kuormitukset vaakapalkille ja ankkureille sekä alapään juuripultitukselle kasvoivat merkittävän suuriksi. Kuorma juuripultitukselle *tässä työssä* tarkastellussa kahden ankkuroidun tukitason teräsponttiseinärakenteessakin muodostui verrattain suureksi.

GeoCalc-laskennassa ankkureiksi valittiin 7-punoksiset punosankkurit. Tukitason 1 ankkureille asetettiin esijännitysvoimaksi 350 kN ja tukitason 2 ankkureille vastaavasti 600 kN. Esijännitysvoimaa tukitason 1 osalta verrattiin lopputilanteen ankkurivoimaan. Asetetut esijännitysvoimat vastaavat ankkureille tyypillisiä jättövoimia, kun jättövoimien suuruusluokkaa verrataan ankkureiden mitoitusvoimiin. Suurien esijännitysvoimien käyttäminen GeoCalc-laskennassa saa aikaan maan passiivipaineen mobilisoitumisen ankkureiden kohdille, jolloin teräsponttiseinään kohdistuva kuormitus kasvaa.

GeoCalc-laskelmista havaittiin, että muuttuvalla kuormalla oli suurin vaikutus tukitason 1 kuormitukseen ja sitä kautta teräsponttiseinän siirtymään. Yhden ankkurin pettämisen tukitasolta 1 havaittiin aiheuttavan kyseisen tukitason ankkurivoimien kasvaessa muihin tarkasteltuihin mitoitusapauksiin nähden merkittävän suuruisen teräsponttiseinän yläpään siirtymään. Tukitason 2 ankkurin pettäessä juuripultituksen kuormitus kasvoi merkittävästi.

Teräsponttiseinän mitoituslaskelman tarkastelu

Liitteen C laskelmassa mitoitetaan mitoitus esimerkin tukiseinän teräsponttiprofiili. Kyseinen profiili (PU 12) valittiin jo tehtäessä GeoCalc-laskentaa, kuten liitteen A laskentatuloksista nähdään. Käyttöasteet laskelmissa jäivät varsin pieniksi ($\leq 70\%$), eikä lisämomenttikaan muodostunut mitoituksen kannalta merkittäväksi. Nurjahdusta ei tarvinnut tarkastella, sillä teräsponttiseinän nurjahduspituus oli verrattain lyhyt ja kulmaan asennetusta esijännitetyistä ankkuroinnista johtuvien pystykuormien oletettiin jakautuvan tasan koko teräsponttiseinän pituudelle.

Tukiseinärakenteen siirtymät olisivat kasvaneet, mikäli olisi käytetty jäykkyydeltään pienempää teräsponttiprofiilia kuin valittu PU 12-profiili. Taipumasta johtuva lisämomentti olisi kasvanut myös merkittävästi. Vedenpaine-ero esimerkkilaskelman olosuhteissa on lopputilanteessa yli 5 m. Vedenpaine-eron vaikutus taivutusmomenttikestävyyteen olisi pitänyt tarkistaa, jos teräspontiksi olisi valittu Z-profiili. Laskennallisesti teräsponttiseinän nurjahdus olisi ollut tarpeen tarkistaa, jos nurjahduspituus olisi esimerkkilaskelman tilanteessa ollut tukitason 2 ja teräsponttiseinän alapään välillä yli 6,9 m ja ankkurivoimat olisivat olleet samansuuruiset. Nurjahduspituus olisi kasvanut edellä mainitun suuruiseksi, jos esimerkkilaskelman kaivannon pohjaolosuhteissa kalliopinta ei olisikaan

ollut suunnitellulla yleiskaivutasolla, vaan teräsponttiseinän alapää olisi tuettu yli 3,4 m syvyydelle yleiskaivutason alapuolisiin löyhiin maakerroksiin.

Vaakapalkin mitoituslaskelman tarkastelu

Mitoitusesimerkin tukiseinärakenteen tukitason 2 vaakapalkki mitoitetään liitteen D laskelmassa jatkuvana moniaukkoisena palkkina käyttäen kimmoteorian mukaista kokonaistarkastelua. Valittu vaakapalkki (HEB 260-profiili) kuuluu poikkileikkausluokkaan 1, joten murtorajatilassa kokonaistarkastelu olisi voitu tehdä plastisuusteorian mukaan. Esimerkissä päädyttiin kuitenkin tarkastelemaan vaakapalkki kimmoisena, sillä jatkuvan sortuman estäminen vaatii tarkastelun, jossa yksi tukitason ankkureista pettää. Kyseisessä tarkastelussa vaakapalkki mitoitetään kimmoteorian mukaan ja palkin jänneväli kaksinkertaistuu. Vaikka kuormitus vaakapalkille *tämän esimerkin* kyseisessä tarkastelussa laskettiinkin pelkillä pysyvien kuormien ominaisarvoilla, oli odotettavissa jo ennen laskentaa, että kyseinen tarkastelu määrittäisi vaakapalkkiprofiilin koon murtorajatilatarkastelun sijaan.

Vaakapalkin mitoittava taivutusmomentti muodostui tuelle palkin rakennemallista johdun. Käyttöasteet taivutukselle (67 %), leikkaukselle (53 %) sekä niiden yhteisvaikutukselle (67 %) olivat maltillisia. Taivutusmomenttikestävyys mitoitusarvo ei käytännössä pienentynyt yhteisvaikutusta tarkasteltaessa, sillä leikkausvoiman mitoitusarvo oli hyvin lähellä puolet palkin plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyydestä. Valittu vaakapalkkiprofiili on leveyteensä nähden matala, joten se ei ole kiepahdusherkkä. Lisäksi ankkureiden kiinnitysrakenteet muodostavat vaakapalkille tuet, joissa kiertymä ja poikkipinnan käyristyminen ovat estettyjä. Mitoitusehtojen perusteella kiepahdusta ei olisi tarvinnut tarkistaa. Taipuma jatkuvalla palkilla oli hyvin pieni (lähes $L_2/1000$), eikä se lisännyt merkittävästi teräsponttiseinän siirtymää vaakapalkin jännevälin keskellä.

Ankkurin mitoituslaskelman tarkastelu

Liitteen E laskelmassa mitoitetään mitoitusesimerkin tukitason 2 ankkuri. Valittu punos on halkaisijaltaan ja lujuudeltaan hyvin tyypillinen punos tukiseinän ankkurointiin. Ankkurin koevetovoiman perusteella tukitason 2 ankkuriin vaadittiin vähintään 6 punosta. Käyttöaste koevedolle oli 98 % ja ankkurin mitoitusvoimalle 78 %. GeoCalc-laskennassa oletuksena olivat 7-punoksiset ankkurit. Yhden punoksen ero ankkurissa ei vaikuta merkittävästi kyseisen ohjelmiston laskentatuloksiin. Käytännössä tukiseinän siirtymä kasvaa pienemmällä punosmäärällä hieman ankkurin venyessä.

Mikäli ankkuriväli olisi asetettu tukitasolla 2 pidemmäksi kuin 4,8 m, olisivat vaakapalkin jännevälit kasvaneet ja sitä kautta myös ankkurivoimat. Ankkurivälin kasvattaminen johtaa järeämpiin tukirakenteisiin etenkin, kun yhden ankkurin pettäminen kaksinkertaistaa vaakapalkin jännevälin poistuneen ankkurin kohdalla. Ankkurivälin pidentäminen tukitasolla 1 olisi kasvattanut tukitason 1 tukirakenteiden kokoa suhteessa enemmän kuin

ankkurivälin pidentäminen tukitasolla 2 olisi kasvattanut tukitason 2 tukirakenteiden ko-
koa. Tukitasolla 2 kuormilla on mahdollisuus jakautua useampaan suuntaan yhden ank-
kurin pettäessä.

Ankkurilevyn mitoituslaskelman tarkastelu

Mitoitusesimerkin tukitason 2 ankkurin kiinnitysrakenteen ankkurilevy mitoitetaan liit-
teen F laskelmassa työssä johdetulla käsinlaskentakaavalla. Käsinlaskentakaava perustuu
osaltaan kohdassa 6.1.2 esitettyyn ankkurilevyn tarkasteluun SCIA Engineer-laskentaoh-
jelmistolla. FEM-tarkastelun pohjalta arvioitiin pistemäisen ankkurivoiman jakautumi-
nen ankkurikappaleelta ankkurilevyn reiän reunalle. Käsinlaskentakaavan tuloksia ver-
rattiin kyseiseen FEM-tarkasteluun. Tulokset vastasivat melko hyvin FEM-tarkastelun
tuloksia, kun vertailu tehtiin taivutusmomenttikestävyyden määrittävän poikkileikkauk-
sen keskimääräisiin von Mises-vertailujännityksiin. Käyttöaste ankkurikappaleen lävis-
tymiselle ankkurilevystä muodostui hyvin pieneksi ($< 20\%$), sillä ankkurilevyn paksuu-
desta tulee varsin suuri mitoitettaessa ankkurilevyä taivutettuna kimmoisilla poikkileik-
kausarvoilla.

Käytännössä koko ankkurin kiinnitysrakenne on tarpeen tarkastella FEM-laskentaohjel-
mistolla, sillä rakenteen eri levyjen muodonmuutokset vaikuttavat suuresti rasitusten ja-
kautumisiin. Kyseinen tarkastelu osoittautui liian työlääksi toteuttaa tämän diplomityön
muun sisällön lisäksi.

Juuripultin mitoituslaskelman tarkastelu

Liitteen G laskelmassa mitoitetaan mitoitusesimerkin teräsponttiseinän alapään kiinnitys
kallioon juuripulttien avulla Norjan geoteknisen yhdistyksen esittämällä mitoitustavalla.
Esimerkilaskelman teräsponttiseinän alapäähän kohdistui varsin suuri mitoitusvoima.
Laskennan oletuksena oli, että juuripultin kiinnitys on jäykkä vain liitoksesta kallioon ja
toinen pää kiilataan teräsponttiin. Murtorajatilatarkastelun tuloksena saatiin, että jokaisen
teräspontin kohdalle tarvitaan halkaisijaltaan 70 mm juuripultti. Odotettavissa oli, ettei
kyseinen juuripultitus kestä oletetulla kiinnitystavalla tarkastelua, jossa yksi ankkuri pet-
tää tukitasolta 2.

Tarkastelu laskelmasta tilanteessa, jossa tukitasolta pettää yksi ankkuri

Liitteen H laskelmassa mitoitetaan mitoitusesimerkin teräsponttiseinärakenne tilanteelle,
jossa tukitasolta 1 tai 2 pettää yksi ankkuri. Varmuuden rakenteen myötämistä vastaan
tulee RIL:n Kaivanto-ohjeen mukaan olla 1,1 laskettaessa ominaiskuormilla. Lasken-
nassa oletettiin, ettei alueella ole merkittävää liikennekuormaa hetkellä, jolloin ankkuri
pettää.

Tukitason 2 ankkurin pettäminen sai aikaan mitoittavan taivutusmomentin teräsponttiseinälle tässä tarkastelussa. Käyttöaste teräsponttiseinän taivutukselle oli hieman alle 70 %. Vaakapalkki tukitasolla 1 kesti hyvin yhden ankkurin pettämisen kyseiseltä tukitasolta. Sitä ei erikseen mitoitettu esimerkkilaskelmien murtorajatilatarkasteluissa muun muassa pienemmästä jännevälistä johtuen. Oletettiin, että molemmat tukitasot toteutetaan samalla vaakapalkkiprofililla. Tukitason 2 ankkurin pettäessä sen vaakapalkin käyttöaste taivutukselle oli hyvin lähellä maksimia (99 %). Mitoittava taivutusmomentti muodostui palkin tuelle, joten momentin redusointi olisi ollut sallittua. Vaikutus olisi ollut käyttöastetta ajatellen vain muutaman prosentin luokkaa edullisempaan suuntaan. Vaakapalkkien kiepahdus kaksinkertaistuneilla jänneväleillä ankkurin pettäessä oli estetty, sillä ankkurin kiinnitysrakenteiden oletettiin pysyvän ehjinä.

Viereisten ankkureiden jännitykset säilyivät maltillisina molemmilla tukitasoilla yhden ankkurin pettäessä (käyttöasteet 63 % ja 64 %). Murtorajatilatarkasteluissa mitoitettu juuripultitus ei kestänyt tukitason 2 ankkurin pettämisestä juuripultitukselle kohdistuvaa kuormitusta. Mikäli kyseinen juuripultitus olisi hitsattu kiinni teräsponttiseinään, olisi se kestänyt hyvin murtorajatilatarkastelusta saadulla juuripultin poikkileikkauksella sekä jalla. Tosin tällöin teräsponttiseinän purkaminen olisi hankaloitunut. Yksi vaihtoehto olisi ollut kasvattaa juuripultituksen poikkileikkauksen kokoa, jolloin pultituksen jako ei olisi tihentynyt.

GeoCalc suorittaa laskennan tasossa eikä kolmessa suunnassa, joten tässä työssä esitetty tarkastelu jatkuvan sortuman estämiseksi on geoteknisen laskennan osalta varmallalla puolella oleva yksinkertaistus. Käytännössä laskennassa pienennettiin tarkastellun tukitason jäykkyys koko tukiseinän pituudelta poistamalla joka toinen ankkuri. Tämä johti siihen, että laskennasta saadut ankkurivoimat olivat varmallalla puolella. Laskettu vaakapalkin kuormitus on arviolta varsin realistinen, sillä oletettavasti yhden ankkurin pettämisen vaikutukset maanpaineisiin eivät rajoitu ainoastaan pettäneen ankkurin viereisten ankkureiden väliselle pituudelle.

Jos esimerkkilaskelman teräsponttiseinä olisi saatu geoteknisessä mitoituksessa toimimaan yhdellä ankkuroidulla tukitasolla ja juuripultituksella, olisi tarkastelu yhden ankkurin pettämisestä tehnyt tukitason vaakapalkista ja ankkureista hyvin suuria. Lisäksi juuripultituksen jako olisi kasvanut tiheämmäksi kuin työssä lasketussa mitoitusmerkissä.

8. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Tämä diplomityö käsittelee tuetun teräsponttiseinän eurokoodien mukaista rakenneteknistä suunnittelua. Työn tarkoitus oli toimia osaltaan pohjatyönä RIL:n toimesta laadittavalle tukiseinien rakennetekniselle mitoitusohjeelle. On havaittu, että tukiseinien rakenneteknistä mitoittamista koskeva oleellinen tieto on hajallaan eri standardeissa ja ohjeissa. Mitoitusohjeelle on selkeä tarve, sillä se helpottaa niin suunnittelutyötä kuin suunnitelmien tarkastustyötä.

Tämä työ on kirjallisuustutkimus, jossa käytetään kirjallisuuslähteiden tukena alan asiantuntijoiden haastatteluita ja esitetään havainnollistavia laskentaesimerkkejä. Tavoitteena oli koota työn aiheen olemassa olevista standardeista ja ohjeista kokonaisuus, ottaa kantaa tutkimuksessa ilmenneisiin aiheeseen liittyviin ongelmakohtiin ja tuoda esiin, missä kohdin työn aihetta on tarve lisätutkimukselle. Tutkimuksen edetessä havaittiin monia yksittäisiä työn aiheen osa-alueita, jotka ovat soveltuvia tulevien tutkimuksien aiheiksi.

Tässä diplomityössä otetaan kantaa kandidaatintyössä (Raikinmäki 2018) havaittuihin keskeisten aiheen termien eroavaisuuksiin eri kirjallisuuslähteiden välillä. Eroavaisuuksien on päätelty johtuvan osin käännösteknisistä syistä ja tässä työssä käytettyjen termien todetaan olevan paremmin selitettävissä kuvaavina.

Työssä ei perehdytä tukiseinärakenteiden geotekniseen mitoittamiseen. Riittävä taso tuetun teräsponttiseinän rakenneteknisen mitoittamisen kannalta on esittää, kuinka teräsponttiseinään kohdistuvien kuormien sekä kuorman vaikutuksien ominaisarvot tulkitaan geoteknisistä tukiseinälaskelmista ja kuinka mitoitusarvot määritetään ominaisarvoista. Työssä esimerkkinä käytetyn kaivannon teräsponttiseinärakenteen geotekninen mitoittaminen suoritettiin GeoCalc-laskentaohjelmistolla. Laskenta suoritettiin neljään kertaan, jotta saatiin riittävästi lähtötietoja kuormista ja kuorman vaikutuksista työssä esimerkkinä käytetyn kahdella ankkuroidulla tukitasolla ja alapään juuripultituksella tuetun teräsponttiseinän rakenneteknistä mitoittamista varten.

Suomessa tukiseiniin kohdistuvien kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvojen laskennassa kuormakertoimen ja osavarmuuslukujen lisäksi käytettävän mallikertoimen kohdentaminen esitetään korostetusti *tämän työn esimerkkilaskelmissa*. Laskennassa käytettävien kuormayhdistelmien 6.10 a ja 6.10 b pysyvien kuormien osavarmuuslukujen todettiin perustuvan pysyvien rakenteiden omapainojen hajontaan ja mallikertoimen kerrottiin kompensoivan edellä mainitun hajonnan ja maanpaineen aiheuttamien rasitusten hajonnan välistä eroa. Todettiin myös, että teräsrakenteisilla tukiseinillä kokonaisvarmuus jäisi alhaiseksi ilman mallikerrointa. Tukiseinämitoituksessa muuttuvan kuorman osuus kaikista kuormista on yleensä pieni, mikä johtaa alhaiseen varmuustasoon kuormien osalta ja teräksen materiaaliasavarmuus on 1,0.

Mallikertoimen kohdistamisen havaittiin olevan osittain riittämättömästi esitetty aihetta koskeissa ohjeissa. Työssä tulkittiin, että mallikerroin tulee kohdistaa tukitason vaakasuoraan nähden kulmaan asennetun ankkuroinnin aiheuttamiin pystykuormiin tarkasteltaessa teräsponttiseinän kestävyyttä yhdistetyillä rasituksilla. Teräsponttiseinän nurjahdustarkastelussa mallikertoimen kohdistamista pystykuormiin ei nähty tarpeelliseksi joutuksen muun muassa nurjahdusmitoituksessa käytetystä osavarmuusluvusta. Ankkurin kiinnitysrakenteen osalta todettiin tarpeelliseksi kaksi eri mitoitustarkastelua murtorajatilassa. Kiinnitysrakenteen kestävyys tulee tarkastaa ankkurin koevetovoimalle ja tilanteelle, jossa kiinnitysrakenteeseen vaikuttaa tukitason vaakapalkilta kiinnitysrakenteelle siirtyvä mallikertoimen sisältävä mitoitusvoima ja ankkurin mitoitusvoima samaan aikaan. Jälkimmäisen kuormitustapauksen todettiin mitoittavan esimerkiksi ankkurin kiinnitysrakenteen poskilevyjen osuudet, jotka ovat vaakapalkin laippojen välissä.

Tukiseinien kuormien ja kuorman vaikutusten mitoitusarvojen laskennan osalta on tarve lisätutkimukselle. Työssä havaittiin, että nykyinen mitoitustapa on melko työläs ja monimutkainen, vaikka työssä mitoitettiin verrattain yksinkertainen kahdella ankkuroidulla tukitasolla ja alapään juuripultituksella tuettu teräsponttiseinä. Monimutkaisuuden havaittiin johtuvan pysyvien kuormien ja muuttuvien kuormien käsittelystä eri osavarmuusluvuilla. Lisäksi mallikertoimen käyttäminen osaltaan monimutkaisti laskelmia. Syvemmässä tuetussa kaivannossa, jossa tukitasojen lukumäärä on suurempi, laskenta on tämän työn mitoitusmerkkiä selvästi työläämpää.

Työssä käsitellään osa tuetun teräsponttiseinän suunnitteluun liittyvistä asioista vain periaatteellisella tasolla. Näitä kevyemmin käsiteltäviä asioita ovat muun muassa sisäpuolisen tuennan puristussauvan sekä teräsponttiseinän alapään juuripalkin rakennetekninen mitoittaminen. Rakenteen routasuojauksen periaatteet käsitellään, mutta ei routasuojauksen mitoittamista. Tässä työssä ei käsitellä myöskään teräsponttiseinärakenteen palosuojauksen mitoittamista eikä palomitoitusta.

Teräsrakenteiden osalta työ rajattiin käsittelemään poikkileikkausluokkien 1-3 mitoittamista, sillä suurin osa tyypillisistä teräsponttiseinärakenteissa käytetyistä profiileista kuuluu edellä mainittuihin poikkileikkausluokkiin. Poikkileikkausluokan 1 sallimaa plastisuusteorian mukaista kokonaistarkastelua ei tässä työssä esitellä. Teräsponttiseinärakenteiden osalta kyseisen kokonaistarkastelun hyödyntämisen kerrottiin eurokoodin EN 1993-5 laadinnassa mukana olleen asiantuntijan näkemyksen mukaan sisältävän tiettyjä riskejä. Poikkileikkausluokan 4 käsittelyn osalta katsottiin riittäväksi tasoksi viittaaminen standardeihin, joissa on ohjeistusta.

Poikkileikkausluokassa 1 plastisuusteorian mukaisella kokonaistarkastelulla voidaan toteuttaa kevyempiä teräsponttiseinärakenteita, mutta plastisen kiertymiskyvyn tarkastaminen ei ole tukiseinien osalta läheskään aina yksiselitteistä. Suurin säästömahdollisuus teräsmäärissä teräsponttiseinärakenteen osalta on käytettävissä teräsponteissa ja vaakapalkkeissa. Ankkurin kiinnitysrakenteita on teräsponttiseinällä verrattain harvassa, joten

niiden optimointi ei tuo suuria säästöjä teräsmäärien suhteen. On muistettava, että liiallinen rakenteen optimointi pienentää varmuustasoa ja kaivannoissa sattuvat sortumat ovat lähes poikkeuksetta seurauksiltaan vakavia.

Teräsponteista käydään läpi yleisimmin käytettyjen U- ja Z-profiilien rakennetekninen mitoittaminen huomioiden kyseisten profiilien mitoitus tekniset erityispiirteet. Teräsponsin pituussuuntaisen leikkausvoiman mahdollisesta puutteellisesta siirtymisestä lukkoliitoksissa johtuva taivutusvastuksen ja -jäykkyyden pienentäminen kertoimien avulla esitettiin tehtäväksi, kuten Ruotsissa on ohjeistettu. Leikkausvoiman vaikutuksesta pienennetyn taivutusmomenttikestävyuden laskenta teräsponttiseinille esitettiin tehtäväksi yksinkertaistetulla tavalla, sillä kahden eri myötörajan käyttäminen samassa poikkileikkauksessa johtaa teräsponttien tarkastelemiseen hybridipalkkeina. Tarvetta lisätutkimukselle havaittiin vaakasuoraan nähden kulmaan asennetun esijännitetyn ankkurin aiheuttaman pystykuorman jakautumisen tarkastelemiseen ankkurin kohdan teräspontilta viereisille teräsponteille lukkoliitosten välityksellä.

Nurjahdustarkastelujen osalta havaittiin kaksi eri asiaa. Eurokoodissa (SFS-EN 1993-5) nurjahduskäyrän d käyttäminen teräsponttiseinän stabiliteetin tarkastelussa pidetään hyvänä käytäntönä sen sisältämän asentamisesta aiheutuvien epätarkkuuksien perusteella. RIL:n Kaivanto-ohjeen ja standardin SFS-EN 12063 mukaisten sallittujen sijaintipoikkeamien todettiin olevan selvästi suurempia. Työssä kyseenalaistettiin myös eurokoodissa esitettyä nurjahdusmitoitustapaa tilanteessa, jossa teräspontit upotetaan hyvin syvälle yleiskaivutason alapuolelle esimerkiksi tavoiteltaessa riittävää pystykantavuutta teräsponttiseinälle. Tässä tapauksessa teräsponttiseinän nurjahdusmuoto yleiskaivutason alapuolella on luultavasti erilainen standardissa SFS-EN 1993-5 esitettyihin nähden. Standardissa nurjahdusmuodot esitetään lähinnä staattisten perusoletuksien näkökulmasta.

Vaakapalkeista käydään läpi käytetyimpien valssattujen I- ja H-profiilien mitoittaminen. Vaakapalkit tarkastellaan *tässä työssä* jatkuvina moniaukkoisina palkkeina, joissa jännevälit ovat vakioita. Havaittiin, että tavanomaisilla HEB-profiileilla toteutettuna vaakapalkin mitoittaa poikkileikkausluokissa 1 ja 2 käytännössä palkin taivutusmomenttikestävyys, jota tarvitsee tapauskohtaisesti pienentää vaikuttavasta leikkausvoimasta johtuen. Todettiin, että yleisesti käytetyt HEB-profiilit eivät ole kiepahdusherkkiä. Normaaleista lämpötilamuutoksista aiheutuvien lämpöliikkeiden ei oletettu aiheuttavan merkittäviä puristus- ja vetojännityksiä vaakapalkkirakenteeseen tavanomaisissa kaivannoissa. Perusteluna tähän esitettiin muun muassa, ettei vaakapalkin liike ole tiukkaan rajoitettu teräsponttiseinän pituussuunnassa teräsponttien välisten lukkoliitosten välyksistä sekä kulmittaisten teräsponttiseinien muodonmuutoskyvystä johtuen. Normaalien lämpötilamuutosten todellisia vaikutuksia teräksisissä tukiseinärakenteissa voidaan tutkia muun muassa asentamalla erilaisia mittausantureita todellisen rakennuskohteen kaivannon tukiseinärakenteisiin. Mittaustuloksista saadaan arvokasta tietoa tukiseinärakenteen käyttäytymisestä lämpötilan muuttuessa.

Ulkopuolisesta tuennasta esitetään pääosin jännitettävän ankkurin rakenteellisen kestävyuden mitoittaminen ja käsitellään yleisimmin käytössä olevan ankkurin kiinnitysrakenteen rakenneteknistä mitoittamista. Lisätutkimuksen tarve havaittiin ankkurin kiinnitysrakenteen mitoittamisen osalta.

Alkuperäisenä työn tavoitteena oli esittää käsinlaskentakaavoja koko ankkurin kiinnitysrakenteen mitoittamiseen, mutta kyseinen tavoite osoittautui liian työlääksi toteuttaa tämän työn muun sisällön lisäksi. Käsinlaskentakaavojen johtaminen koko ankkurin kiinnitysrakenteen mitoittamiselle edellyttää muun muassa hyvin laajamittaista laskentaa FEM-laskentaohjelmistolla. Monien muuttujien havaittiin vaikuttavan ankkurin kiinnitysrakenteen kestävyys- ja stabiiliuteen. Ne tekevät käsinlaskennasta hyvin haastavaa. Soveltuvia mitoituskaavoja kiinnitysrakenteen mitoittamiseen ei ole esitetty aiheen kirjallisuudesta. Ankkurin kiinnitysrakenne suositeltiin mitoitettavaksi tapauskohtaisesti kokonaisuutena FEM-laskentaohjelmistolla, sillä näin saadaan rakenteen levypaksuudet paremmin optimoitua.

Työssä johdettiin ankkurin kiinnitysrakenteeseen kuuluvan ankkurilevyn vähimmäispaksuuden käsinlaskentakaava, joka soveltuu käytännössä alustavaan mitoitukseen. Esitetyn kaavan johtamista varten tehtiin ankkurilevyn laskentamalli SCIA Engineer-laskentaohjelmistolla. Kyseinen laskentamalli perustuu lineaariseen materiaalmalliin. Esitetty kaava sisältää FEM-laskentatulosten leikkausjännitysten jakautumisen pohjalta johdetun kuormitustapauksen. Todettiin, ettei kyseinen kuormitustapaus ole yleispätevä vaan suuntaa antava. Muun muassa ankkurilevyn paksuus sekä poskilevyjen etäisyydet ankkurilevyn reiän reunasta vaikuttavat leikkausjännitysten jakautumiseen reiän ympärille. Leikkausjännitysten jakautumisesta pääteltiin myös, että tässä työssä ankkurilevyn lävistymiskestävyuden laskentaan sovellettava kaava antaa liian suuria arvoja lävistymiskestävyydelle. Kyseisessä kaavassa on oletuksena, että jännitykset ovat jakautuneet tasan koko reiän ympärille.

Juuripulttien rakennetekninen mitoittaminen esitetään Norjan geoteknisen yhdistyksen esittämällä mitoitusavalla, joka perustuu juuripultin kahteen eri rakennemalliin kiinnitystavasta riippuen ja plastiseen leikkauskestävyyteen, kun juuripultti on taivutettu. Nykyisen RIL:n Kaivanto-ohjeen mitoitusava on erilainen. Kaivanto-ohjeen mitoitusava on yksinkertainen ja perustuu esimerkiksi toisesta päästään jäykästi kiinnitetyn juuripultin tapauksessa ainoastaan juuripultin taivutusmomenttikestävyyteen, eikä leikkausvoimaa huomioida ollenkaan.

Murto- ja käyttörajatilatarkasteluiden lisäksi teräsponttiseinärakenne mitoitettiin jatkuvan sortuman estämiseksi RIL:n Kaivanto-ohjeen periaatteen mukaisesti. Tukitasokohdasta tarkasteltiin, että yhden ankkurin pettämisen jälkeen varmuus tukiseinärakenteen myötäämistä vastaan säilyy riittävänä. Esitetty laskenta on osaltaan yksinkertaistus johon tukiseinälaskentaohjelmiston asettamista rajoituksista. Käytössä olevat tukiseinälaskentaohjelmistot suorittavat laskennan tasossa, jolloin tarkastelusta puuttuu tukiseinän

pituuksuunta. Näin ollen tässäkin kohtaa työn aihetta on tarve lisätutkimukselle, jossa selvitetään, kuinka maanpaine todellisuudessa jakaantuu tukiseinän pituussuunnassa tukita-son jäykkyyden muuttuessa paikallisesti yhden ankkurin tai muun vastaavan tuen pettä-essä.

Diplomityöstä muodostui melko tiukasta rajauksesta huolimatta varsin pitkä teos. Siitä huolimatta työn rajaus on mielestäni onnistunut. Työ on ehjä kokonaisuus, jossa käydään läpi keskeisimmät tuetun teräsponttiseinän rakennetekniseen suunnitteluun liittyvät asiat. Tukiseinärakenteiden suunnittelussa geoteknistä ja rakenneteknistä suunnittelua ei voi täysin erotella toisistaan, sillä suunnittelutyö kohdistuu näiden kahden suunnittelualan väliseen rajapintaan. Työssä onnistuttiin pitämään geotekninen puoli riittävän kattavana siten, ettei työstä siltä osin tullut raskas. Tämän työn aiheen käsittely esitetyssä laajuudessa toi esiin monia aiheita tuleville tutkimuksille. Näihin saadaan toivottavasti vastauksia lähitulevaisuudessa!

LÄHTEET

Bourne-Webb, P.J., Potts, D.M. & Rowbottom, D. (2007). Plastic bending of steel sheet piles. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering Volume 160 Issue GE3. s. 129-140. [viitattu 1.3.2018]. Saatavissa: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/pdf/10.1680/geng.2007.160.3.129>

Civilpoint Oy. GeoCalc. Supported Excavation Theory. s. 28. [viitattu 13.8.2018] Saatavissa: <https://docs.civilpoint.fi/GeoCalc/3.2/>

Dywidag-Systems International (DSI). European Technical Assessment. Post-Tensioning systems. Bonded Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures with 3 to 55 Strands. ETA-13/0815. 2018. [viitattu 4.9.2018]. Saatavissa: <https://www.dywidag-systems.com/fileadmin/downloads/global/construction/approvals/en/dsi-dywidag-eta-13-0815-post-tensioning-system-using-strands-en.pdf>

Esijännitettyjen maa- ja kallioankkureiden koestus. Tilapäinen ohje. Ohje 30/2015. 2015. Helsinki, Liikennevirasto. ISBN 978-952-317-198-5. ISSN 1798-6648. [viitattu 12.1.2018]. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2015-30_esijannitetyjen_maa_web.pdf

Eurokoodin soveltamisohjeita. Geotekninen suunnittelu - NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Ohje 13/2017. 2017. Helsinki, Liikennevirasto. ISBN 978-952-317-387-3. ISSN 1798-6648. [viitattu 23.1.2018]. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-13_ncci7_web.pdf

Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1. Ohje 24/2017. 2017. Helsinki, Liikennevirasto. ISBN 978-952-317-486-3. ISSN 1798-6648. [viitattu 13.2.2018]. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-24_ncci1_web.pdf

Fredriksson, A., Stille, H., Kullingsjö, A. & Ryner, A. (2018). Sponthandboken 2018. Dimensionering av temporära stödkonstruktioner. Stockholm. Pålkommisionens rapport 107. 268 s.

ISO 22477-5. 2018. Geotechnical investigation and testing. Testing of geotechnical structures. Part 5: Testing of grouted anchors. Geneva, Switzerland, International Organization for Standardization ISO. 41 s.

Jensen, T. G., 2008. Spunt og avstivede byggegrøper. Sikring av spuntfot. Kurssimateriäli. Norsk geoteknisk forening. 28 s.

Kansallinen liite (LVM). SFS-EN 1997-1. Geotekninen suunnittelu. Yleiset säännöt. Soveltaminen infrarakenteisiin. 2015. Liikenne ja viestintäministeriö. [viitattu 23.1.2018]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1997/1997-1/NA%20SFS-EN1997-1-LVM.pdf>

Leppänen, T. 2010. RTEK-3310 Teräsrakenteet. Kurssimateriaali. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. 41 s.

Länsivaara, T. 2014. Seminaariesitys. EC7 Kuormien osavarmuusluvut geoteknisessä suunnittelussa. Vaihtoehtoja nykyarvoille. Tampereen teknillinen yliopisto. 18 s. [viitattu 25.9.2018]. Saatavissa: <http://eurocodes.fi/Koulutus%20ja%20tapahtumat/2014%20seminaari/12%20%20Lansivaara.pdf>

Piling Handbook. 2016. 9th edition. Luxembourg, ArcelorMittal. ISBN 978-99959-0-194-3. [viitattu 4.10.2017]. Saatavissa: http://sheetpiling.arcelormittal.com/uploads/files/AMCRPS_Piling_%20Handbook_9th_web-3.pdf

Raiskinmäki, M. 2018. Teräsponttiseinä tukiseinärakenteena. Kandidaatintyö. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan tekniikan kandidaatin tutkinto-ohjelma. 31 s. [viitattu 13.8.2018]. Saatavissa (vaatii kirjautumisen): <https://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/25974/raiskinmaki.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

RIL 95. Pohjarakennus. 1974. K. J. Gummerus Oy. Jyväskylä, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. 459 s. ISBN 951-758-003-7.

RIL 181-1989. Rakennuskaivanto-ohje. 1989. Vammalan Kirjapaino Oy, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 120 s. ISBN 951-758-216-1. ISSN 0356-9403.

RIL 201-3-2013. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Vesirakenteet. 2013. Tammerprint Oy. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 75 s. ISBN: 978-951-758-579-8.

RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. 2017. Grano Oy. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 246 s. ISBN 978-951-758-619-1. ISSN 0356-9403.

RIL 261-2013. Routasuojaus – rakennukset ja infrarakenteet. 2013. Tammerprint Oy, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 257 s. ISBN 978-951-758-547-7. ISSN 0356-9403.

RIL 263-2014. Kaivanto-ohje. 2014. Tammerprint Oy, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 208 s. ISBN 978-951-758-572-9. ISSN 0356-9403.

Ruukki. Hitsatut profiilit. EN 1993-käsikirja. 2010. 3. painos. Otavan Kirjapaino Oy, Keuruu, Rautaruukki Oyj. 608 s. ISBN 978-952-5010-02-2. [viitattu 7.5.2018]. Saatavissa: http://software.ruukki.com/Handbooks+and+Guides/Ruukki-Hitsatut-Profiilit-Käsikirja-2010_PDF-versio.pdf

SFS-EN 1537. 2013. Execution of special geotechnical works. Ground anchors. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 52 s.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2005. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 184 s.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2009. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspaino, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 71 s.

SFS-EN 1991-1-2 + AC. 2002. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 102 s.

SFS-EN 1991-1-5 + AC. 2003. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 68 s.

SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC. 2006. 2. painos. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 117 s.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2004. 2. painos. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 218 s.

SFS-EN 1993-1-1. 2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 99 s.

SFS-EN 1993-1-2. 2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 75 s.

SFS-EN 1993-1-3 + AC. 2006. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-3: Yleiset säännöt. Lisäsäännöt kylmämuovatuille sauvoille ja levyille. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 127 s.

SFS-EN 1993-1-5. 2006. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Levyrakenteet. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 57 s.

SFS-EN 1993-1-8. Eurokoodi 3. 2005. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 148 s.

SFS-EN 1993-5. 2007. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 5: Piling. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 94 s.

SFS-EN 1993-5 + AC. 2007. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 5: Paalut. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 88 s.

SFS-EN 1997-1 + A1 + AC. 2004. 3. painos. Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 161 s.

SFS-EN 10025-2. 2004. Kuumavalssatut rakenneteräkset. Osa 2: Seostamattomat rakenneteräkset. Tekniset toimitusehdot. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 65 s.

SFS-EN 10027-1. 2016. 3. painos. Terästen nimikejärjestelmät. Osa 1: Terästen nimikkeet. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 50 s.

SFS-EN 12063. 1999. Pohjarakennustyöt. Tukiseinät. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 71 s.

Sheet Piling Handbook. 2010. 3rd edition. Germany, ThyssenKrupp. [viitattu 23.2.2018]. Saatavissa: <http://thyssenkrupp-infrastructure.com.au/documents/sheetpile-handbook-full.pdf>

SSAB Domex Tube Rakenneputket. EN 1993-käsikirja. 2016. Otavan Kirjapaino Oy, Keuruu, SSAB Europe Oy. 688 s. ISBN 978-952-93-7447-2. [viitattu 3.5.2018]. Saatavissa: <https://ssabwebsitecdn.azureedge.net/-/media/files/fi/tubes-and-sections/ssab-domex-tube-rakenneputket-kasikirja-2016-eurocode3-en1993.pdf>

Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. 2016. Helsinki, Ympäristöministeriö. 35 s. [viitattu 11.1.2018]. Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/noname/%7B3F5DE241-F74B-4EA0-9F0E-18B81A7C0EC3%7D/125119>

Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. 2016. Helsinki, Ympäristöministeriö. 24 s. [viitattu 9.2.2018]. Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/noname/%7BC139DD68-CA4E-4363-AF62-50F939498433%7D/123827>

Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu. 2018. Helsinki, Ympäristöministeriö. 45 s. [viitattu 9.2.2018]. Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/noname/%7B71A44558-A8B1-4AB1-BF91-DCEE1CB2B26E%7D/134335>

Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden kuorimat. 2016. Helsinki, Ympäristöministeriö. 51 s. [viitattu 9.2.2018]. Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/noname/%7B55FAD698-91A7-4C01-8AD5-965B40B93993%7D/128782>

Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Teräsrakenteet. 2017. Helsinki, Ympäristöministeriö. 96 s. [viitattu 10.1.2018]. Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/noname/%7BD829E0A3-9D8E-4730-8E6C-EF076B4642F2%7D/126585>

Tien geotekninen suunnittelu. Ohje 10/2012. 2012. Helsinki, Liikennevirasto. [viitattu 8.2.2018]. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf3/lo_2012-10_tien_geotekninen_web.pdf

Titan Injection Pile. An innovation prevails. Design and construction. 2013. Ennepetal, Ischebeck. [viitattu 29.1.2018]. Saatavissa: <http://www.ischebecknz.co.nz/pdf/Injection%20Piles.pdf>

UK National Annex to Eurocode 3. 2012. Design of structures. Part 5: Piling. UK, The British Standards Institution. ISBN 978 0 580 78488 0. [viitattu 28.2.2018]. Saatavissa: <https://archive.org/details/bs.na.en.1993.5.2007>

INTERNET-LÄHTEET

Civilpoint Oy. GeoCalc-laskentaohjelmiston asennussivusto. [viitattu 13.8.2018]. Saatavissa: <https://civilpoint.fi/tiedostot/geocalc-4-0/>

Dywidag. Ankkurivalmistajan Internet-sivut. [viitattu 23.5.2018]. Saatavissa: <https://www.dywidag.co.uk/products/gewi-steel-threadbar-system/gewi-threadbar-system.html>

Nemetschek Group. SCIA Engineer-laskentaohjelmiston Internet-sivut. [viitattu 12.9.2018]. Saatavissa: <https://www.scia.net/en/software/scia-engineer>

JULKAISEMATTOMAT LÄHTEET

Antti Perälä. DI. SSAB Europe Oy. Haastattelu. 24.4.2018.

Juha Kujansuu. DI. Sipti Oy. Haastattelut. 2017-2018.

Ossi Rintala. RI. Sipti Oy. Haastattelut. 2017-2018.

Peter J. Bourne-Webb. PhD. Instituto Superior Técnico. Lissabon. Sähköpostikeskustelut. 2018.

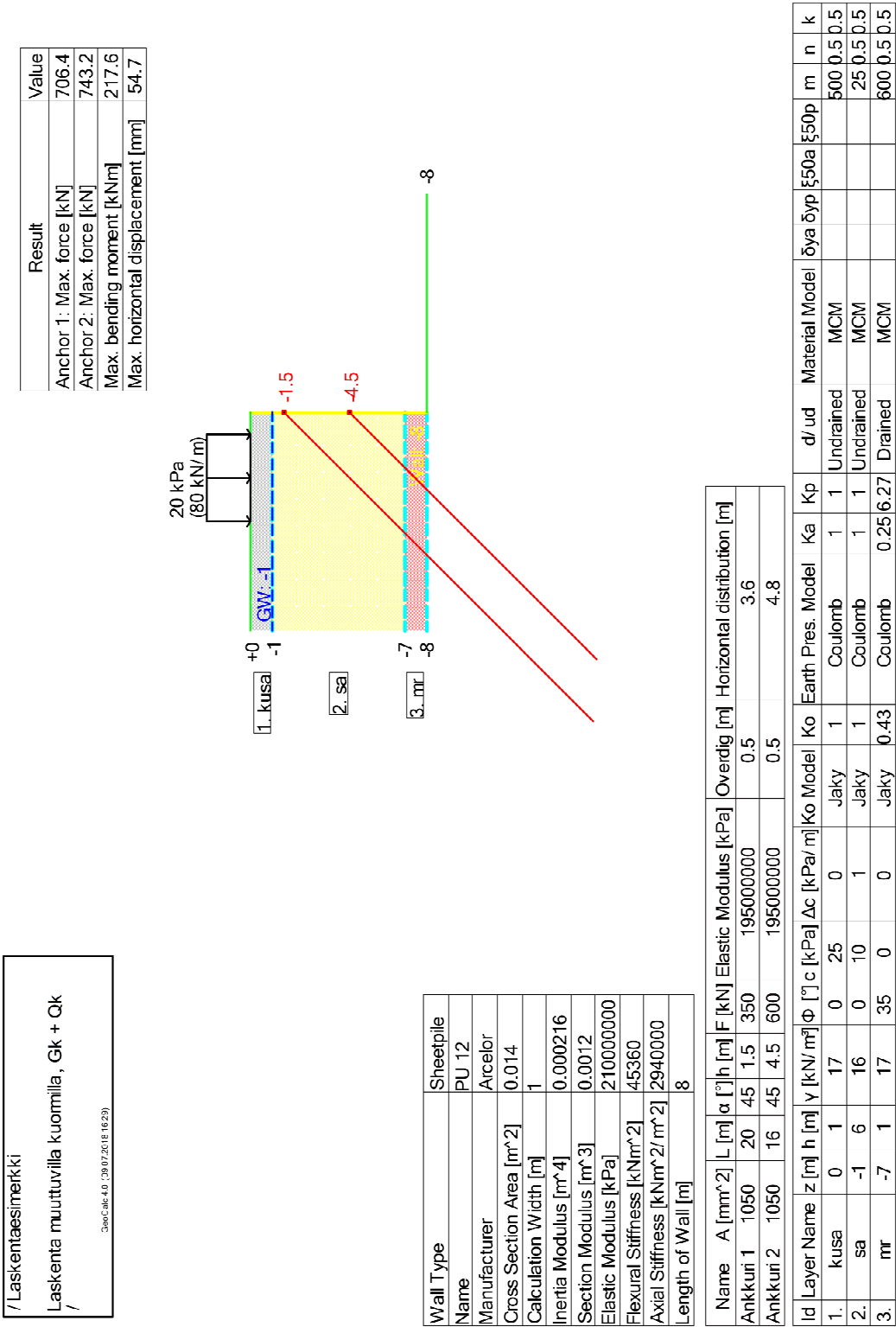
Teemu Rahikainen. RI. Sipti Oy. Haastattelut. 2017-2018.

Työmaavalokuva. Sipti Oy. 2016.

LIITTEET

LIITE A: LASKENTATULOKSET GEOCALC-LASKENTAOHJELMISTOSTA

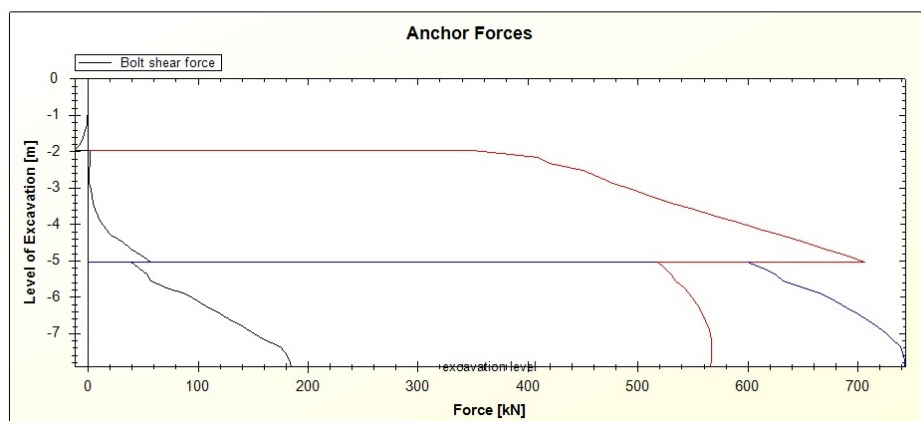
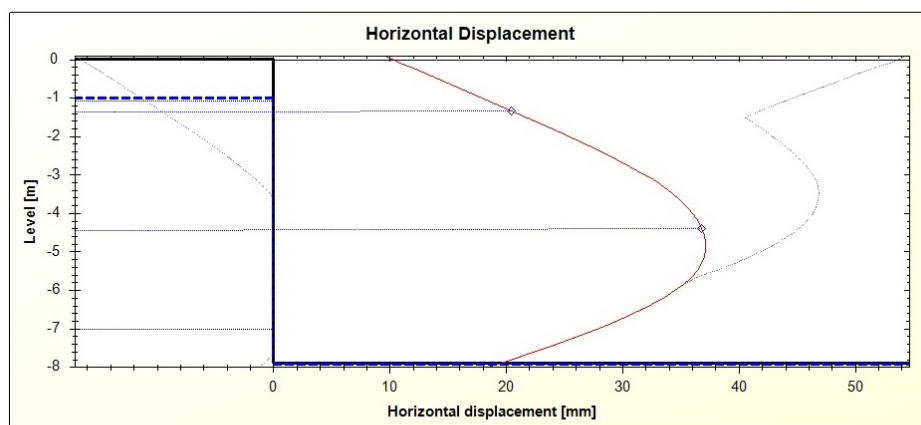
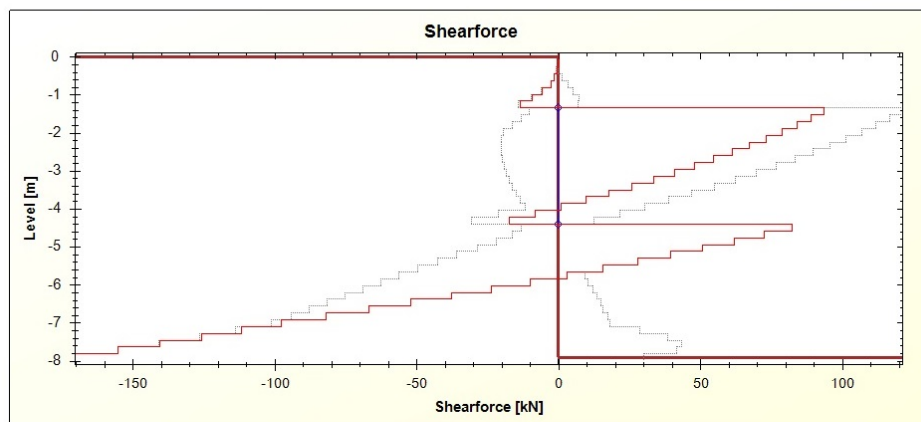
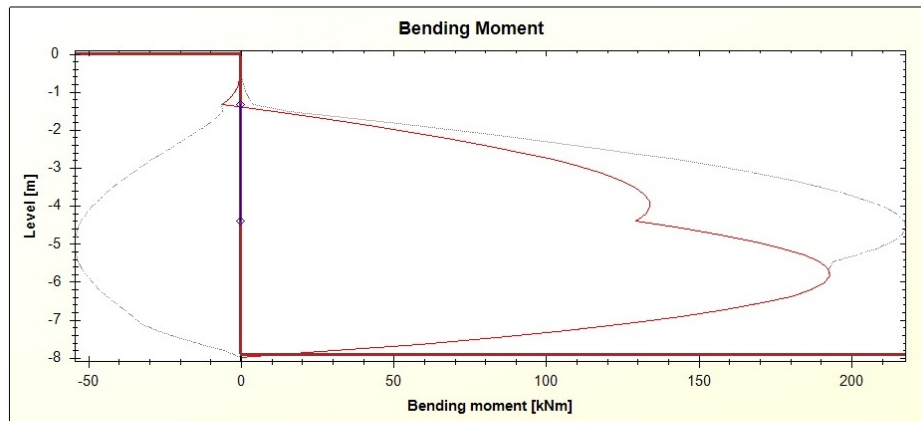
Tähän liitteeseen on koottu rakenneteknisissä laskentaesimerkeissä lähtötietoina käytetyt laskentatulokset GeoCalc-laskentaohjelmistosta. Laskenta muuttuvilla kuormilla ja tulosten tulkinta on esitetty pääosin luvussa 3.



Kuva A.1. GeoCalc-laskenta kaikilla kuormilla (" $G_k + Q_k$ ") (1/2).

Calculation Graphs Excavation Level -7.91 m

/Laskentaesimerkki
Laskenta muuttuvilla kuormilla
/ , Gk + Qk
GeoCalc 4.0 (09.07.2018 16:22)



Kuva A.2. GeoCalc-laskenta kaikilla kuormilla (" $G_k + Q_k$ ") (2/2).

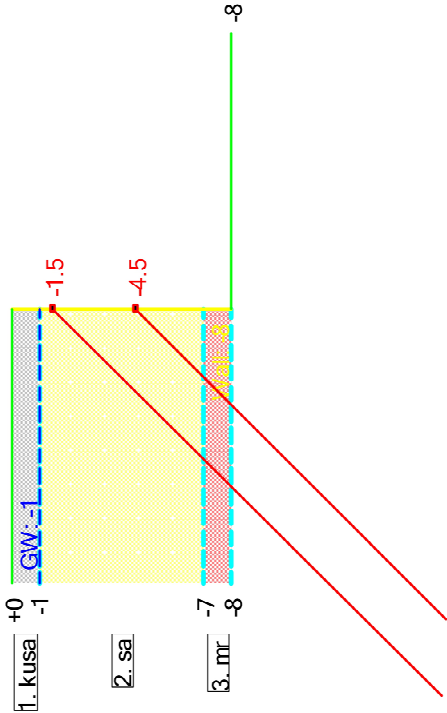
/ Laskentaesimerkki

Laskenta pysyvillä kuormilla, Gk

/

GeoCalc v.0 (19.07.2018 - 21.7)

	Result	Value
Anchor 1: Max. force [kN]		580.1
Anchor 2: Max. force [kN]		737.6
Max. bending moment [kNm]		197
Max. horizontal displacement [mm]		54.7



Wall Type	Sheetpile
Name	PU 12
Manufacturer	Arcelor
Gross Section Area [m ²]	0.014
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m ⁴]	0.000216
Section Modulus [m ³]	0.0012
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm ²]	45360
Axial Stiffness [kNm ² /m ²]	2940000
Length of Wall [m]	8

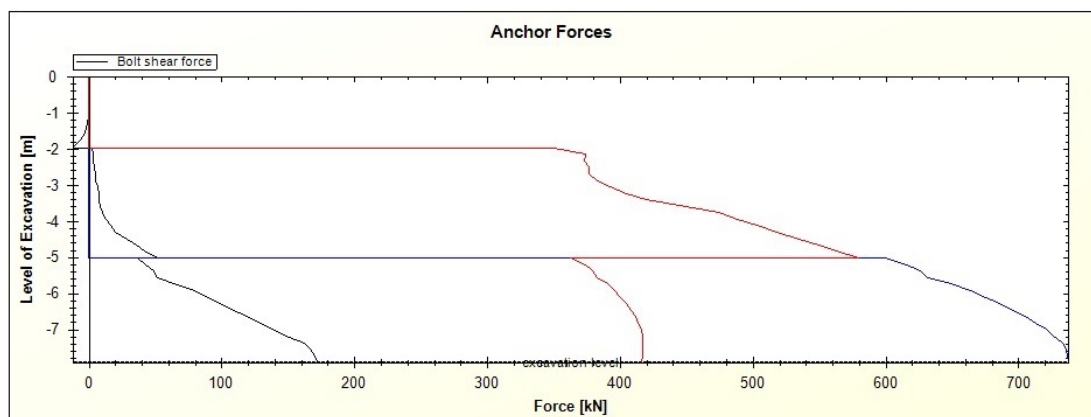
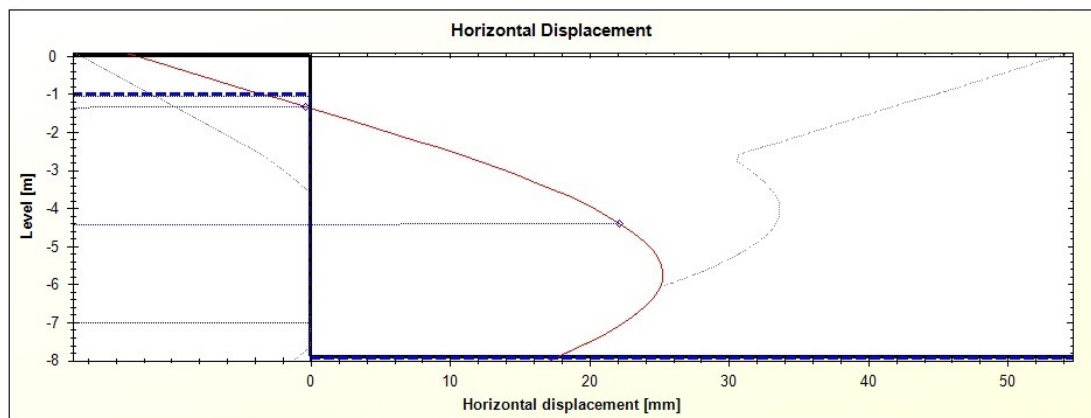
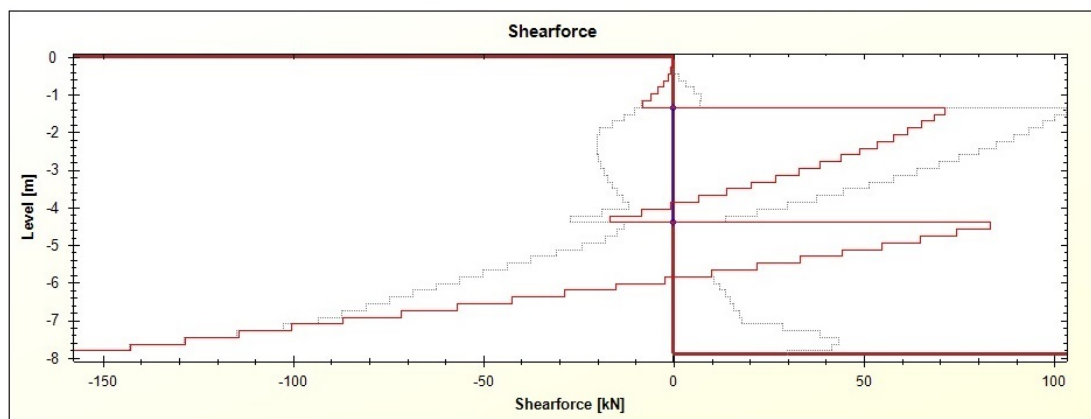
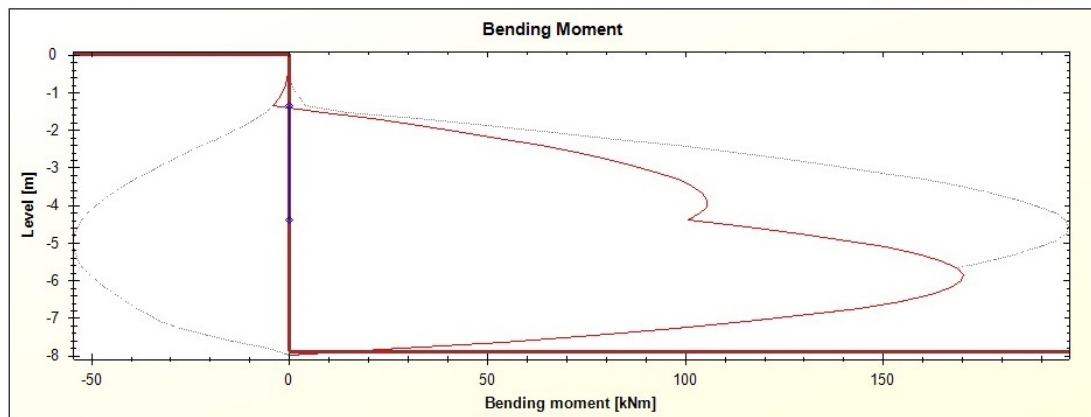
Name	A [mm ²]	L [m]	h [m]	α [°]	F [kN]	Elastic Modulus [kPa]	Overdig [m]	Horizontal distribution [m]
Ankkuri 1	1050	20	45	1.5	350	195000000	0.5	3.6
Ankkuri 2	1050	16	45	4.5	600	195000000	0.5	4.8

Id	Layer Name	z [m]	h [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	Ko Model	Ko	Earth Pres. Model	Ka	Kp	d/ud	Material Model	δya	δyp	ξ50a	ξ50p	m	n	k
1.	kusa	0	1	17	0	25	0	Jaky	1	Coulomb	1	1	Undrained	MCM					500	0.5	0.5
2.	sa	-1	6	16	0	10	1	Jaky	1	Coulomb	1	1	Undrained	MCM					250	0.5	0.5
3.	mr	-7	1	17	35	0	0	Jaky	0.43	Coulomb	0.25	6.27	Drained	MCM					600	0.5	0.5

Kuva A.3. GeoCalc-laskenta ilman muuttuvaa kuormaa ("G_k") (1/2).

Calculation Graphs Excavation Level -7.91 m

/Laskentaesimerkki
Laskenta pysyvillä kuormilla, Gk
/ GeoCalc 4.0 (09.07.2018 12:15)



Kuva A.4. GeoCalc-laskenta ilman muuttuvaa kuormaa ("G_k") (2/2).

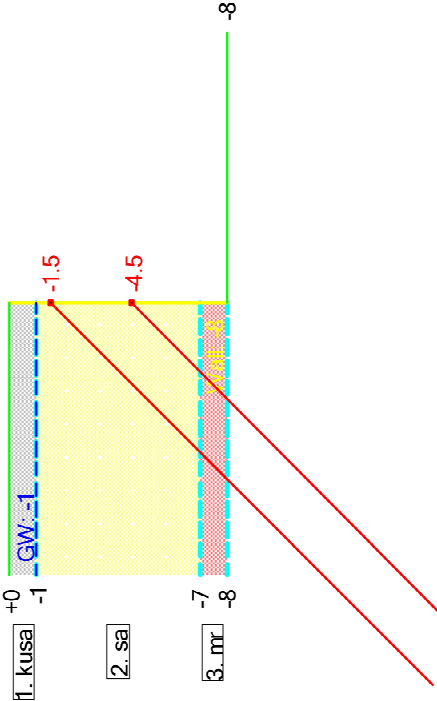
/Laskentaesimerkki

Laskenta tukitaso 1 pettä, Gk

/

GeoCalc 4.0 (03/7/2018 12:24)

	Result	Value
Anchor 1: Max. force [kN]		1076.9
Anchor 2: Max. force [kN]		781.8
Max. bending moment [kNm]		178.7
Max. horizontal displacement [mm]		115.2



Wall Type	Sheetpile									
Name	PU 12									
Manufacturer	Arcelor									
Cross Section Area [m^2]	0.014									
Calculation Width [m]	1									
Inertia Modulus [m^4]	0.000216									
Section Modulus [m^3]	0.0012									
Elastic Modulus [kPa]	210000000									
Flexural Stiffness [kNm^2]	45360									
Axial Stiffness [kNm^2/m^2]	2940000									
Length of Wall [m]	8									

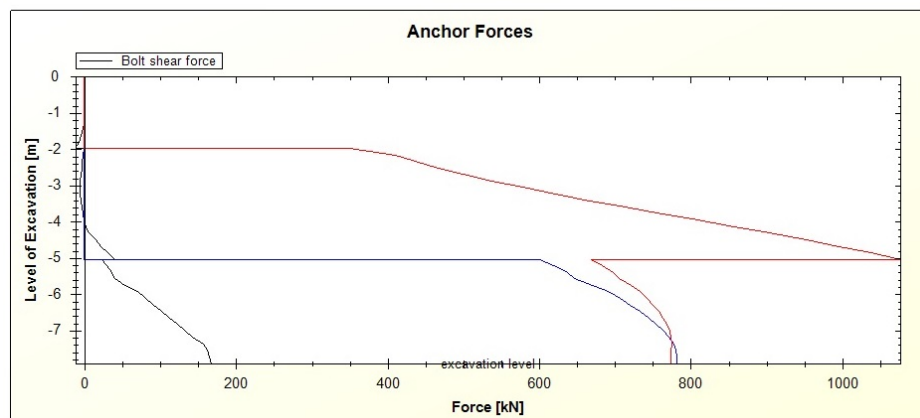
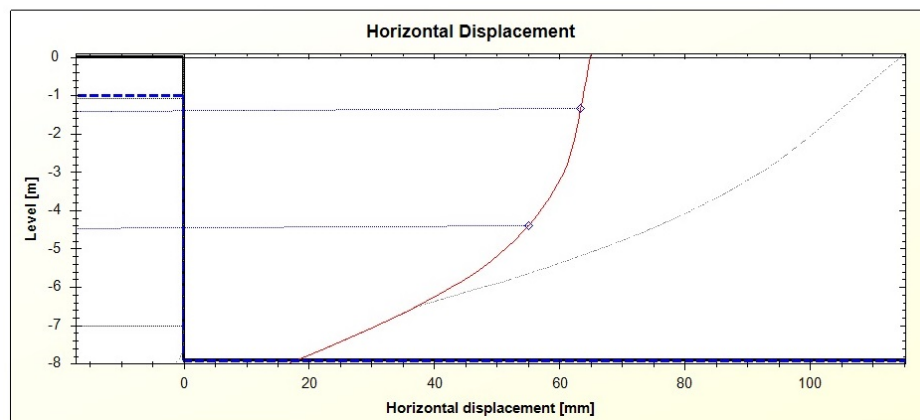
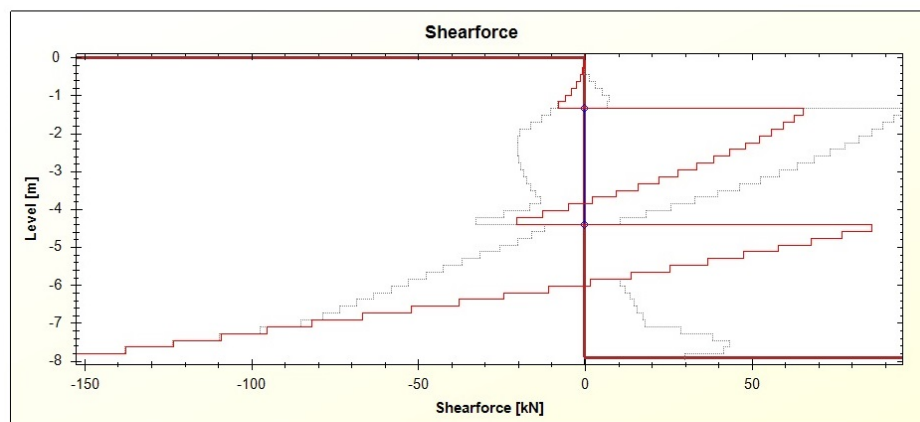
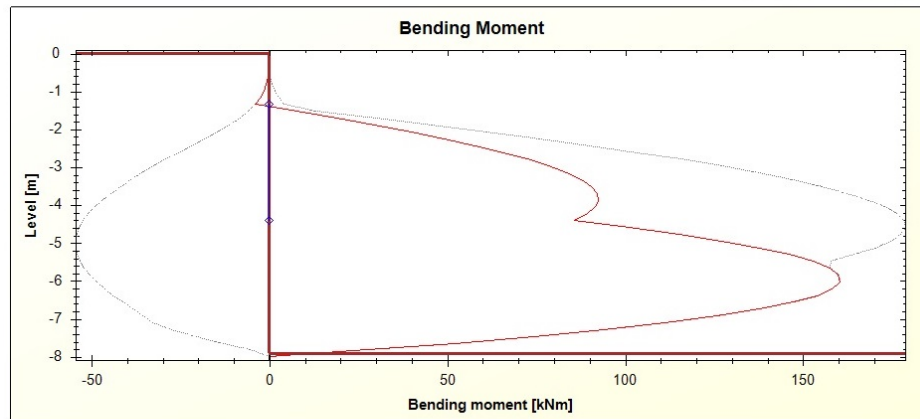
Name	A [mm^2]	L [m]	α [°]	h [m]	F [kN]	Elastic Modulus [kPa]	Overdig [m]	Horizontal distribution [m]	
Ankkuri 1	1050	20	45	1.5	350	195000000	0.5	7.2	
Ankkuri 2	1050	16	45	4.5	600	195000000	0.5	4.8	

Id	Layer Name	z [m]	h [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	Ko Model	Ko	Earth Pres. Model	Ka	Kp	d/ud	Material Model	δya	δyp	ξ50a	ξ50p	m	n	k
1.	kusa	0	1	17	0	25	0	Jaky	1	Coulomb	1	1	Undrained	MCM					500	0.5	0.5
2.	sa	-1	6	16	0	10	1	Jaky	1	Coulomb	1	1	Undrained	MCM					25	0.5	0.5
3.	mr	-7	1	17	35	0	0	Jaky	0.43	Coulomb	0.25	6.27	Drained	MCM					600	0.5	0.5

Kuva A.5. GeoCalc-laskenta, kun tukitason 1 ankkuri pettä (”Gk”) (1/2).

Calculation Graphs Excavation Level -7.91 m

/Laskentaesimerkki
Laskenta tukitaso 1 pettää, G_k
/ GeoCalc 4.0 (09.07.2018 12:23)



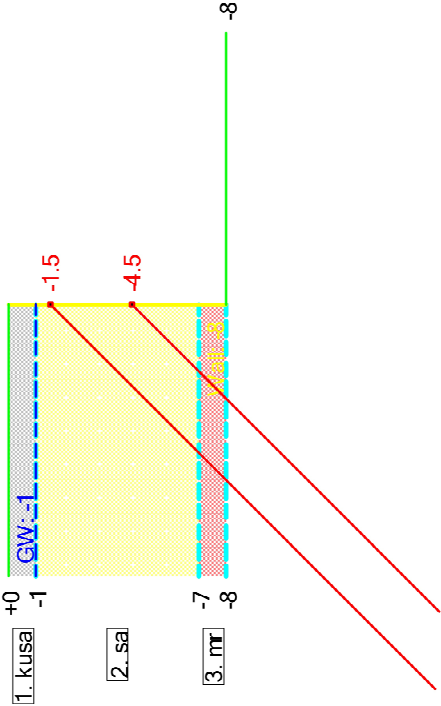
Kuva A.6. GeoCalc-laskenta, kun tukitason 1 ankkuri pettää (" G_k ") (2/2).

/Laskentaesimerkki

Laskenta tukitaso 2 pettä. Gk

GeoCalc 4.0 (09.07.2018 12:23)

Result		Value
Anchor 1: Max. force [kN]		580.1
Anchor 2: Max. force [kN]		771.1
Max. bending moment [kNm]		223.5
Max. horizontal displacement [mm]		54.7



Wall Type	Sheetpile	
Name	PU 12	
Manufacturer	Arcelor	
Cross Section Area [m^2]	0.014	
Calculation Width [m]	1	
Inertia Modulus [m^4]	0.000216	
Section Modulus [m^3]	0.0012	
Elastic Modulus [kPa]	210000000	
Flexural Stiffness [kNm^2]	45360	
Axial Stiffness [kNm^2/m^2]	2940000	
Length of Wall [m]	8	

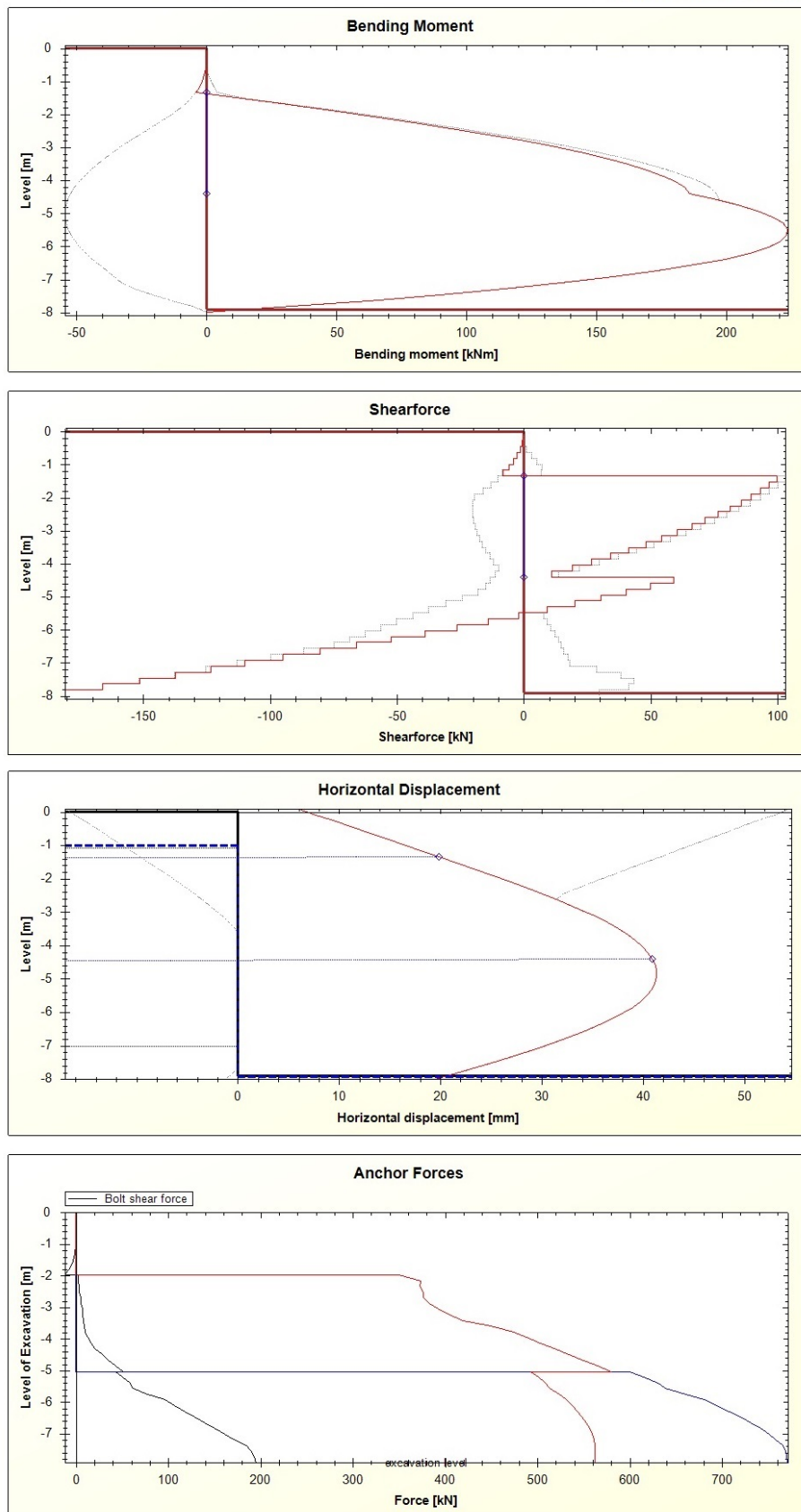
Name	A [mm^2]	L [m]	α [°]	h [m]	F [kN]	Elastic Modulus [kPa]	Overdig [m]	Horizontal distribution [m]	
Ankkuri 1	1050	20	45	1.5	350	195000000	0.5	3.6	
Ankkuri 2	1050	16	45	4.5	600	195000000	0.5	9.6	

Id	Layer Name	z [m]	h [m]	γ [kN/m^3]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa]	Ko Model	Ko	Earth Pres. Model	Ka	Kp	d/ud	Material Model	δya	δyp	ξ50a	ξ50p	m	n	k
1.	kusa	0	1	17	0	25	0	Jaky	1	Coulomb	1	1	Undrained	MCM					500	0.5	0.5
2.	sa	-1	6	16	0	10	1	Jaky	1	Coulomb	1	1	Undrained	MCM					25	0.5	0.5
3.	mr	-7	1	17	35	0	0	Jaky	0.43	Coulomb	0.25	6.27	Drained	MCM					600	0.5	0.5

Kuva A.7. GeoCalc-laskenta, kun tukitason 2 ankkuri pettä ("Gk") (1/2).

Calculation Graphs Excavation Level -7.91 m

Laskentaesimerkki
Laskenta tukitaso 2 pettää, G_k
GeoCalc 4.0 (09.07.2018 12:25)



Kuva A.8. GeoCalc-laskenta, kun tukitason 2 ankkuri pettää (" G_k ") (1/2).

LIITE B: KIMMOTEORIAN MUKAINEN KRIITTINEN MOMENTTI KIEPAHDUKSESSA

Kimmoteorian mukainen kriittinen kiepahdusmomentti M_{cr} tyypillisen vaakapalkkikirkenteen osalta voidaan laskea alla esitetyllä sievennetyllä kaavalla (kaava (B.1)). Alkuperäinen kaava on esitetty muun muassa teräsrakenteiden kurssimateriaalissa (Leppänen 2010). Kaavan osalta on tehty seuraavat oletukset:

- Vaakapalkin profiili on kaksoissymmetrinen.
- Kuormitus kohdistuu keskeisesti vaakapalkin ylälaippaan.
- Kiertymä ja poikkipinnan käyristyminen on estetty vaakapalkin tuilla.
- Kuormitus on tasainen ja vaakapalkki on jatkuva.

$$M_{cr} = 2,848 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{4 \pi^2 E I_z}} + 0,106276 h^2 - 0,326 h \right] \quad (\text{B.1})$$

E	= teräksen kimmokerroin
G	= teräksen liukukerroin
h	= vaakapalkin korkeus
I_t	= poikkileikkauksen vääntöneliömomentti
I_z	= poikkileikkauksen neliömomentti heikomman akselin suhteen
I_ω	= poikkileikkauksen käyristymisjäyhyys
L	= kiepahdustukien väli, (tässä tukipisteiden väli)

I- ja H-profiilin vääntöneliömomentti voidaan laskea alla olevan kaavan (B.2) mukaan. Kaksoissymmetrisen I- ja H-profiilin käyristymisjäyhyys voidaan puolestaan laskea kaavalla (B.3). (Ruukki 2010)

$$I_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 b_i t_i^3 \quad (\text{B.2})$$

$$I_\omega = \frac{1}{4} h_f^2 I_z \quad (\text{B.3})$$

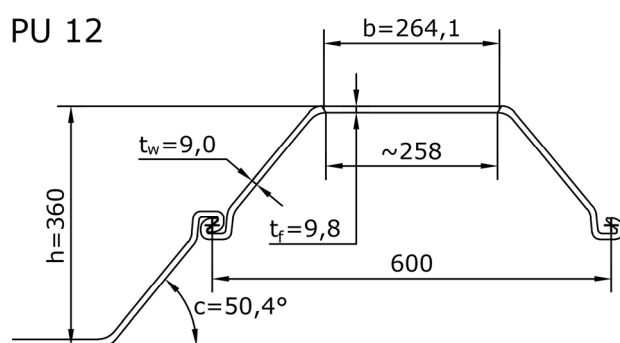
b_i	= poikkileikkauksen levyosan (laipat ja uuma) leveys
h_f	= poikkileikkauksen laippojen painopisteiden välinen etäisyys
t_i	= poikkileikkauksen levyosan (laipat ja uuma) paksuus

LIITE C: TERÄSPONTTISEINÄN LASKENTAESIMERKKI

Mitoitetaan teräsponttiprofiili kohdan 3.2.1 kuvan 12 mukaisen lähtötietopiirustuksen työnaikaiseen tukiseinärakenteeseen. Kuorman vaikutusten mitoitusarvot on esitetty kohdan 3.2.2 taulukoissa 9 ja 10.

Teräsponttiprofiilin poikkileikkausluokan tarkistaminen

Valitaan teräspontiksi U-profiili PU 12 (katso kuva C.1). Profiilin teräslajiksi valitaan S355GP. Tällöin kerroin ε on 0,81 (kohdan 4.1.2 taulukon 20 mukaan). Kyseessä on työnaikainen teräsponttiseinärakenne (suunniteltu käyttöikä 2 vuotta tai alle), joten korroosiota ei tarvitse ottaa huomioon.



Kuva C.1. PU 12-teräsponttiprofiilin mitat.

Tarkistetaan teräsponttiprofiilin poikkileikkausluokka. Lasketaan kohta 4.1.2 taulukon 20 mukainen suhdeluku:

$$\frac{b / t_f}{\varepsilon} = \frac{264,1 \text{ mm} / 9,8 \text{ mm}}{0,81} = 33,3 \leq 37$$

Koska suhdeluku on alle 37, valittu profiili kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2!

Teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyyden tarkistaminen

Lasketaan teräsponttiseinän poikkileikkauksen plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo $M_{c,Rd}$ kohdan 4.2.1 kaavan (7) mukaan. Kerroin β_B on arvioitu kohdan 4.2.2 taulukon 21 mukaisesti. Maapohja on savea, joten kerroin β_B on taulukon mukaan 0,8...0,9.

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \rightarrow M_{c,Rd} = 0,85 \cdot 1457 \cdot 10^3 \text{ mm}^3/\text{jm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / 1,0 = 440 \text{ kNm/jm}$$

Mitoittava taivutusmomentti saadaan tässä esimerkissä kaivuvaiheessa kuormayhdistelmällä 6.10 a ($M_{d,kaivu}$ taulukossa 9). Koska mitoitetaan työnaikaista teräsponttiseinää, kerrotaan taulukon mitoitusmomentti mallikertoimella $\gamma_{M,t}$.

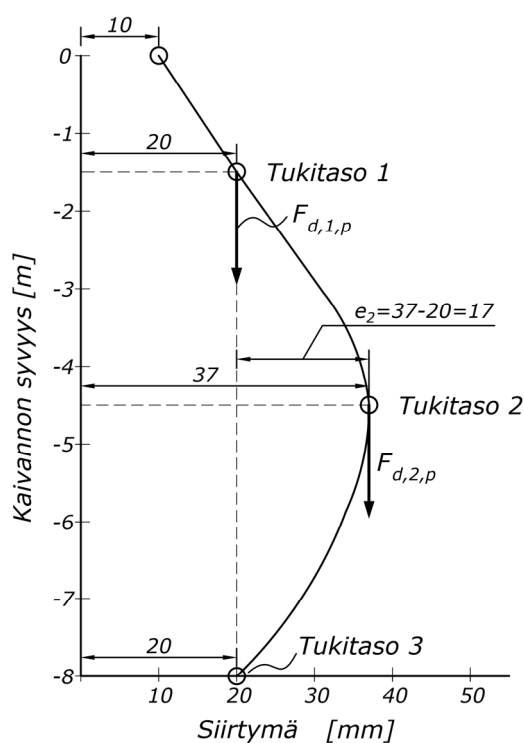
Taivutusmomentin mitoitusarvo on

$$M_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot M_{d,kaivu} = 1,15 \cdot 266 \text{ kNm/jm} = \mathbf{306 \text{ kNm/jm}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \rightarrow 306 \text{ kNm/jm} \leq 440 \text{ kNm/jm}$ **OK!**

Käyttöaste taivutukselle on $(M_{Ed} / M_{c,Rd}) \cdot 100 \% = 70 \%$ **OK!**

Tarkastellaan teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyys lopputilanteessa, kun vinot esijännitetyt ankkurit aiheuttavat seinän taipuessa lisämomentin ΔM_2 (2. kertaluku). Mitoittava kuormayhdistelmä on tässä esimerkissä 6.10 b, sillä tukitasojen ankkurivoimien pystykomponenttien summa ja teräsponttiseinän taipuma ovat suurempia kyseisellä kuormayhdistelmällä. Taivutusmomenttien mitoitusarvot $M_{d,23}$ ovat lähes samat molemmilla kuormayhdistelmillä. Alla oleva kuvaan C.2 on laskettu seinän taipumasta aiheutuva ankkurivoimien pystykomponenttien epäkeskisyyss e_2 (katso kohdan 3.2.1 kuvan 15 siirtymäkuvio).



Kuva C.2. Teräsponttiseinän taipuman määrittäminen siirtymäkuvioista.

Lasketaan ankkurivoimien pystykomponenttien aiheuttama lisämomentti ΔM_2 . Tarkasteltaessa lopputilannetta, tukitason 1 ankkuroinnin aiheuttama pystykuorma määritetään lopputilanteen arvoista, vaikka tukitason 1 tuentarakenteet mitoittaakin kaivuvaihe. Koska ankkureiden asennuskulma α on 45° , kuormittaa tukitasoja 1 ja 2 samansuuruinen pystykuorma $F_{d,i,p}$ kuin vaakakuorma $F_{d,i,v}$. Kuormiin lasketaan mallikerroin, sillä kyseessä on teräsponttiseinän kestävyys tarkastelu. Sovelletaan kohdan 3.3.2 kaavaa (4) lisämomentin ΔM_2 laskentaan:

$$F_{d,1,v} = F_{d,1,p} \text{ ja } F_{d,2,v} = F_{d,2,p}$$

$$\rightarrow \Delta M_2 = (F_{d,1,p} + F_{d,2,p}) \cdot e_2 = (138 \text{ kN/jm} + 127 \text{ kN/jm}) \cdot 0,017 \text{ m} = 4,5 \text{ kNm/jm}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvo on

$$M_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot (M_{d,23} + \Delta M_2) = 1,15 \cdot (229 + 4,5) \text{ kNm/jm} = \mathbf{269 \text{ kNm/jm}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \rightarrow 269 \text{ kNm/jm} \leq 440 \text{ kNm/jm}$ **OK!**

Käyttöaste taivutukselle on $(M_{Ed} / M_{c,Rd}) \cdot 100 \% = 61 \%$ **OK!**

Vastaava tarkastelu lisämomentin ΔM_2 vaikutuksesta tulisi tehdä myös edellä lasketussa kaivuvaiheen tarkastelussa arvioiden siirtymäkuvaajasta taipuma, kun tukitaso 1 on rakennettu ja tukitasolla 1 vaikuttaa kaivuvaiheen kuormitus. Käyttöaste edellä on kuitenkin sen verran alhainen (70 %), ettei lisämomentti *tässä esimerkissä* nosta käyttöastetta kriittiseksi.

Valittu teräsponttiprofiili kestää siihen kohdistuvat taivutusrasitukset!

Teräsponttiseinän leikkauskestävyyden tarkistaminen

Määritetään leikkauspinta-alan projektio A_v yksittäiselle uumalle kohdan 4.2.4 kaavan (12) mukaan.

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f) \rightarrow A_v = 9,0 \text{ mm} \cdot (360 \text{ mm} - 9,8 \text{ mm}) = 3152 \text{ mm}^2$$

Lasketaan teräsponttiseinän plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{pl,Rd}$ kohdan 4.2.4 kaavan (11) mukaan. Uumakohtainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{pl,w,Rd}$ on:

$$V_{pl,w,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 3152 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = \mathbf{646 \text{ kN}}$$

Koska teräspontin etenemä b_1 on 0,6 jm, saadaan leikkauskestävyydeksi $V_{pl,Rd}$ tarkastelu-levyyttä kohden:

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,w,Rd} / b_1 = 646 \text{ kN} / 0,6 \text{ jm} = \mathbf{1077 \text{ kN/jm}}$$

Mitoittava leikkausvoima V_{Ed} kohdistuu *tässä esimerkissä* lopputilanteessa tukiseinän alapäähän (tukitasolle 3) kuormayhdistelmällä 6.10 a (katso taulukko 9). Mallikerroin $\gamma_{M,t}$ lasketaan leikkausvoiman mitoitusarvoon.

$$\text{Leikkausvoiman mitoitusarvo on } V_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot V_{d,32} = 1,15 \cdot 232 \text{ kN/jm} = \mathbf{267 \text{ kN/jm}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow 267 \text{ kN/jm} \leq 1077 \text{ kN/jm}$ **OK!**

Käyttöaste leikkaukselle on $(V_{Ed} / V_{pl,Rd}) \cdot 100 \% = 25 \%$ **OK!**

Teräsponttiseinän leikkauslommahduskestävyyden tarkistaminen

Teräsponttiprofiilin uuman leikkauslommahduskestävyys tulee tarkistaa, mikäli kohdan 4.2.5 kaavan (13) ehto täyttyy. Lasketaan mitta c :

$$c = (h - t_f) / (2 \cdot \sin \alpha) \rightarrow c = (360,0 \text{ mm} - 9,8 \text{ mm}) / (2 \cdot \sin 50,4^\circ) = 227,3 \text{ mm}$$

Lasketaan kaavan (13) ehto:

$$c / t_w > 72\varepsilon \rightarrow 227,3 \text{ mm} / 9,0 \text{ mm} > 72 \cdot 0,81 \rightarrow 25,3 > 58,3 \text{ Ei toteudu!}$$

Ehto ei toteudu, joten teräsponttiprofiilin uuman leikkauslommahduskestävyyttä ei tarvitse tarkistaa!

Teräsponttiseinän yhdistetty taivutus ja leikkaus

Yhdistetty taivutus ja leikkaus tarkastellaan kaikissa teräsponttiseinän kriittisissä kohdissa. *Tässä esimerkissä* kriittisin kohta on teräsponttiseinän tukitason 2 kohdalla, kuten kohdan 3.2.1 kuvasta 14 nähdään. Kuormayhdistelmällä 6.10 a saadaan mitoittava leikkausvoima. Mitoittava leikkausvoima $V_{d,23}$ kerrotaan mallikertoimella $\gamma_{M,t}$. Taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei tarvitse leikkausvoiman vaikutuksesta johtuen pienentää, jos seuraava mitoitusehto täyttyy:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow \gamma_{M,t} \cdot V_{d,23} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow 1,15 \cdot 111 \text{ kN/jm} \leq 0,5 \cdot 1077 \text{ kN/jm} \rightarrow 128 \text{ kN/jm} \leq 539 \text{ kN/jm OK!}$$

Taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei tarvitse leikkausvoiman vaikutuksesta pienentää!

Teräsponttiseinän yhdistetty puristus ja taivutus

Mitoittava kuormayhdistelmä *tässä esimerkissä* aksiaalisen normaalivoiman ja taivutuksen yhteisvaikutukselle on 6.10 b. Koska tarkastellaan lopputilannetta, teräsponttiseinän tukitason 1 mitoittava vaakavoima on $F_{d,1,v}$ ja tukitason 2 puolestaan $F_{d,2,v}$. Koska ankkureiden asennuskulmana α on 45° , ankkurit aiheuttavat tukitasojen vaakavoimiin nähden samansuuruiset puristusvoimat teräsponttiseinälle. Puristusvoimien oletetaan jakautuvan tasan koko teräsponttiseinän pituudelle, sillä ankkurit on sijoitettu tasaisesti teräsponttiseinälle ja olosuhteet ovat sellaiset, että teräspontin pituussuuntaiset leikkausvoimat välittyvät lukkoliitoksissa lähes täysin ($\beta_B = 0,85$). Mallikerroin $\gamma_{M,t}$ huomioidaan *tässä* tarkastelussa. Edellä mainitun perusteella saadaan:

$$F_{d,1,v} = F_{d,1,p} \text{ ja } F_{d,2,v} = F_{d,2,p}$$

Puristusvoiman mitoitusarvo N_{Ed} on

$$N_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot (F_{d,1,p} + F_{d,2,p}) = 1,15 \cdot (138 + 127) \text{ kN/jm} = 305 \text{ kN/jm}$$

Valittu teräspontti kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2. Lasketaan teräsponttiseinän poikkileikkausluokan mukainen normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo $N_{c,Rd}$.

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14000 \text{ mm}^2/\text{jm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / 1,0 = \mathbf{4970 \text{ kN/jm}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \rightarrow 305 \text{ kN/jm} \leq 4970 \text{ kN/jm}$ **OK!**

Käyttöaste puristukselle on $(N_{Ed} / N_{c,Rd}) \cdot 100 \% = 6 \%$ **OK!**

Koska tukiseinän teräspontti on U-profiili ja kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2, raja-arvo η_1 on 0,25. Normaalivoiman vaikutusta poikkileikkausluokan mukaiseen taivutusmomenttikestävyyteen ei tarvitse huomioida, mikäli alla esitetty mitoitusehto täyttyy.

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq \eta_1 \rightarrow 305 \text{ kN/jm} / 4970 \text{ kN/jm} \leq 0,25 \rightarrow 0,06 \leq 0,25 \text{ OK!}$$

Taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei tarvitse normaalivoiman vaikutuksesta pienentää!

Teräsponttiseinän nurjahdustarkastelu

Mitoittava kuormayhdistelmä *tässä esimerkissä* nurjahdusta ajatellen on sama kuin tarkasteltaessa puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutusta. *Mallikerrointa $\gamma_{M,t}$ ei huomioida tukiseinän nurjahdustarkastelussa.* Normaalivoiman mitoitusarvo nurjahdustarkastelussa on tällöin:

$$N_{Ed} = F_{d,1,p} + F_{d,2,p} = 138 \text{ kN/jm} + 127 \text{ kN/jm} = \mathbf{265 \text{ kN/jm}}$$

Nurjahdusta ei tarvitse tarkistaa, mikäli alla esitetty (kohdan 4.3.1 kaavan (23)) mitoitusehto täyttyy.

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$$

Määritetään kriittinen nurjahduskuorma N_{cr} . Kertoimena β_D lukuarvo on tässä esimerkissä 0,70 (kohdan 4.2.2 taulukon 21 mukaan) ja nurjahduspituus l on tukitason 2 ja kalliopinnan välinen etäisyys 3,5 m (kohdan 3.2.1 kuva 12).

$$N_{cr} = (EI)_{\text{eff}} \cdot \pi^2 / l^2 \rightarrow N_{cr} = \beta_D \cdot (EI) \cdot \pi^2 / l^2 \rightarrow 0,7 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 21600 \cdot 10^4 \text{ mm}^4/\text{jm} \cdot \pi^2 / (3500 \text{ mm})^2 = 25582 \text{ kN/jm}$$

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04 \rightarrow 265 \text{ kN/jm} / 25582 \text{ kN/jm} \leq 0,04 \rightarrow 0,01 \leq 0,04$$

Ehto toteutuu, joten nurjahdusta ei tarvitse tarkistaa!

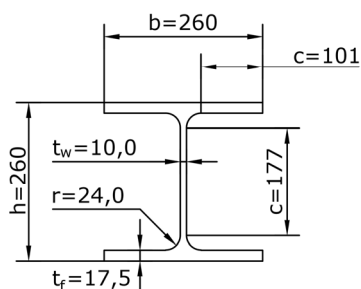
LIITE D: VAAKAPALKIN LASKENTAESIMERKKI

Mitoitetaan esimerkkilaskelman tukitason 2 vaakapalkki. Tässä laskelmassa ei hyödynnetä plastisuusteorian mukaista kokonaistarkastelua, vaikka esimerkin palkkiprofiili kuuluisikin poikkileikkausluokkaan 1.

Teräsponttiseinän vaakapalkin poikkileikkausluokan tarkistaminen

Valitaan vaakapalkkiprofiiliksi HEB 260 (katso kuva D.1). Vaakapalkin teräslajiksi valitaan S355, jolloin kerroin ϵ on 0,81 kohdan 5.1.2 taulukon 27 mukaan.

HEB 260



Kuva D.1. HEB 260-profiilin mitat.

Tarkistetaan vaakapalkkiprofiilin poikkileikkausluokka. Lasketaan suhdeluvut c / t laipalle ja uumalle erikseen.

Laipan poikkileikkausluokka (kohdan 5.1.2 taulukon 27 mukaan):

$$c / t \leq 9 \cdot \epsilon \rightarrow (b / 2 - t_w / 2 - r) / t_f \leq 9 \cdot \epsilon$$

$$\rightarrow (260,0 \text{ mm} / 2 - 10,0 \text{ mm} / 2 - 24,0 \text{ mm}) / 17,5 \text{ mm} \leq 9 \cdot 0,81 \rightarrow 5,8 \leq 7,3$$

→ Koska ehto täyttyy, profiilin laipat kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1.

Uuman poikkileikkausluokka (kohdan 5.1.2 taulukon 28 mukaan):

$$c / t \leq 72 \cdot \epsilon \rightarrow (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r) / t_w \leq 72 \cdot \epsilon$$

$$\rightarrow (260,0 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm} - 2 \cdot 24,0 \text{ mm}) / 10,0 \text{ mm} \leq 72 \cdot 0,81 \rightarrow 17,7 \leq 58,3$$

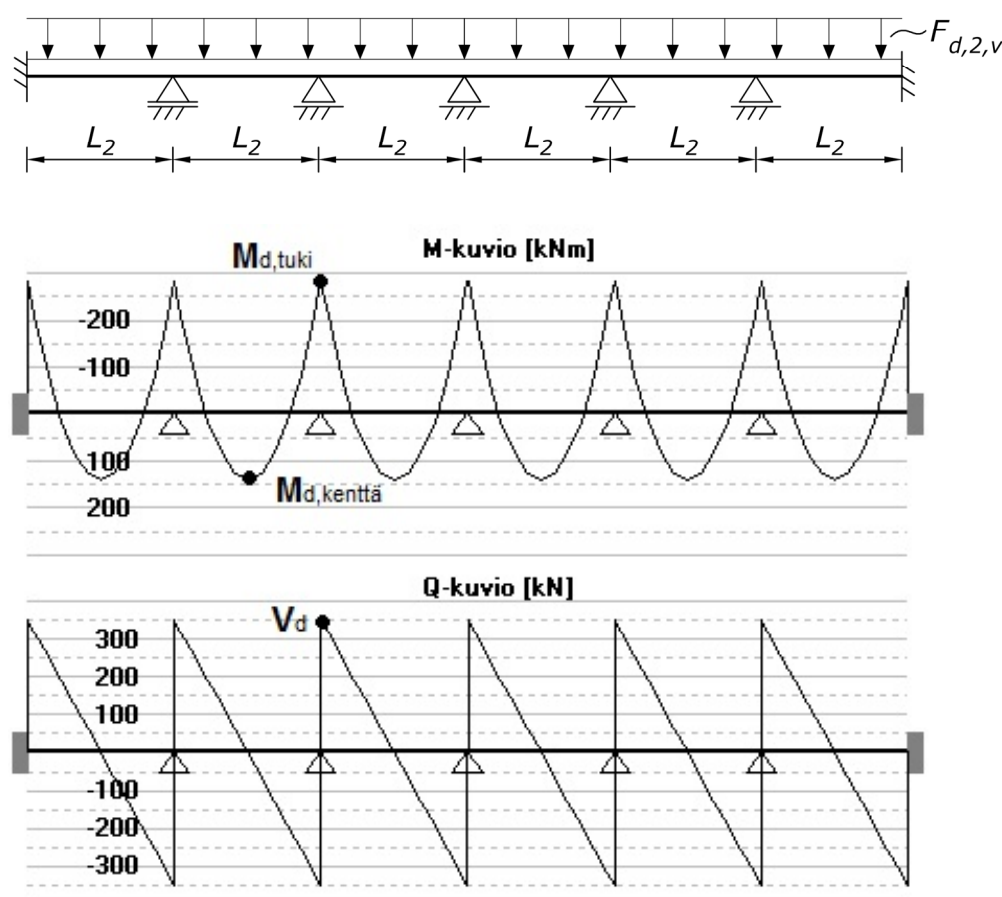
→ Koska ehto täyttyy, profiilin uuma kuuluu poikkileikkausluokkaan 1.

Koska sekä vaakapalkkiprofiilin laipat että uuma kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1, kuuluu koko vaakapalkki poikkileikkausluokkaan 1!

Teräsponttiseinän vaakapalkin taivutusmomenttikestävyyden tarkistaminen

Mitoitetaan tukitason 2 vaakapalkki jatkuvana 6-aukkoisena palkkina (katso kuva D.2), jonka jännevälinä on tukitason 2 ankkuriväli $L_2 = 4,8$ m. Alla esitetty kuormitustapaus on laskettu PUPAX-laskentaohjelmalla.

Kuormitustapaus



Kuva D.2. Tukitason 2 vaakapalkin kuormitustapaus, taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot.

Mitoittava taivutusmomentti on tässä esimerkissä kuvaan D.2 merkitty tukimomentti $M_{d,tuki}$ lopputilanteen kuormayhdistelmällä 6.10 a. Suluissa esitetty laskenta on yksiaukkoisen päistään jäykästi tuetun palkin tukimomentin laskentakaava, kun palkkiin kohdistuu tasainen kuormitus.

$$M_d = M_{d,tuki} = 282 \text{ kNm} [= F_{d,2,v} \cdot L_2^2 / 12 = 147 \text{ kN/jm} \cdot (4,8 \text{ m})^2 / 12]$$

Koska mitoittava taivutusmomentti on tuen kohdalla, voidaan sitä redusoida. Tukileveys d_{tuki} on tässä esimerkissä ankkurin kiinnitysrakenteen oletettu poskilevyjen välinen etäisyys ja vaakasuuntainen tukivoima $F_{d,2,tuki}$ on $F_{d,2,x}$ ($= F_{d,2,v} \cdot L_2$). Tukimomenttia voidaan redusoida tällöin ΔM verran (kohdan 3.3.3 kaavan (5) mukaan):

$$\Delta M = F_{d,2,tuki} \cdot d_{tuki} / 8 = F_{d,2,x} \cdot d_{tuki} / 8 = F_{d,2,v} \cdot L_2 \cdot d_{tuki} / 8$$

$$= 147 \text{ kN/jm} \cdot 4,8 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} / 8 = 17,6 \text{ kNm}$$

Lasketaan vaakapalkin taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo $M_{c,Rd}$. Vaakapalkki kuuluu poikkileikkausluokkaan 1, joten taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo lasketaan kohdan 5.2.1 kaavan (38) mukaan.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \rightarrow M_{c,Rd} = 1283 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / 1,0 = \mathbf{455 \text{ kNm}}$$

Taivutusmomentin redusointi ja mallikertoimella $\gamma_{M,t}$ kerrottu mitoitusarvo on

$$M_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot (M_d - \Delta M) = 1,15 \cdot (282 - 17,6) \text{ kNm} = \mathbf{304 \text{ kNm}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \rightarrow 304 \text{ kNm} \leq 455 \text{ kNm}$ **OK!**

Käyttöaste taivutukselle $(M_{Ed} / M_{c,Rd}) \cdot 100 \% = 67 \%$ **OK!**

Teräsponttiseinän vaakapalkin leikkausvoimakestävyyden tarkistaminen

Tarkastellaan vaakapalkin leikkausvoimakestävyyttä. Lasketaan vaakapalkin leikkauspinta-ala A_v kohdan 5.2.2 kaavan (42) mukaan. Kyseessä on valssattu H-profiili, jossa kuormitus on poikkileikkauksen uuman suuntainen.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 11840 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 260 \text{ mm} \cdot 17,5 \text{ mm} + (10,0 \text{ mm} + 2 \cdot 24,0 \text{ mm}) \cdot 17,5 \text{ mm} = 3755 \text{ mm}^2$$

Leikkauspinta-alan A_v vähimmäisarvo I- ja H-profiileilla lasketaan alla olevan kaavan mukaan. Kertoimen η suositusarvo on 1,2 (vaakapalkin teräksen myötörajan ollessa $f_y \leq 460 \text{ MPa}$).

$$A_v \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = \eta \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 1,2 \cdot (260 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm}) \cdot 10,0 \text{ mm}$$

$$= 2700 \text{ mm}^2$$

Lasketaan vaakapalkin leikkausvoimakestävyyden mitoitusarvo $V_{pl,Rd}$, kuten kohdan 4.2.4 kaavassa (11) lasketaan teräsponttiseinän yksittäisen uuman leikkausvoimakestävyys $V_{pl,w,Rd}$.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \rightarrow V_{pl,Rd} = 3755 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = \mathbf{770 \text{ kN}}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo V_d (katso kuva D.2) on

$$V_d = 353 \text{ kN} (= F_{d,2,v} \cdot L_2 / 2 = 147 \text{ kN/jm} \cdot 4,8 \text{ m} / 2)$$

Suluissa esitetty laskenta on yksiaukkoisen päistään jäykästi tuetun palkin tuen kohdalla olevan leikkausvoiman laskentakaava, kun palkkiin kohdistuu tasainen kuormitus.

Mitoittava mallikertoimella $\gamma_{M,t}$ kerrottu leikkausvoima V_{Ed} on

$$V_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot V_d = 1,15 \cdot 353 \text{ kN} = \mathbf{406 \text{ kN}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow 406 \text{ kN} \leq 770 \text{ kN}$ **OK!**

Käyttöaste leikkaukselle on $(V_{Ed} / V_{pl,Rd}) \cdot 100 \% = 53 \%$ **OK!**

Teräsponttiseinän vaakapalkin uuman leikkauslommahduskestävyyden tarkistaminen

Väljäykisteettömissä uumissa leikkauslommahduskestävyys tulee tarkistaa, jos kohdan 5.2.4 kaavan (50) ehto täyttyy.

$$h_w / t_w > 72 \cdot \varepsilon / \eta \rightarrow (h - 2 \cdot t_f) / t_w > 72 \cdot \varepsilon / \eta$$

$$\rightarrow (260 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm}) / 10,0 \text{ mm} > 72 \cdot 0,81 / 1,2 \rightarrow 22,5 > 48,6 \rightarrow \mathbf{Ei \text{ toteudu!}}$$

Ehto ei toteudu, joten vaakapalkkiprofiilin uuman leikkauslommahduskestävyyttä ei tarvitse tarkistaa!

Teräsponttiseinän vaakapalkin yhdistetty taivutus ja leikkaus

Yhdistetty taivutus ja leikkaus tarkastellaan kaikissa vaakapalkin kriittisissä kohdissa. Tässä esimerkissä kriittisin kohta on tuella, johon kohdistuu mitoittava taivutusmomentti. Mallikerroin $\gamma_{M,t}$ huomioidaan tässä tarkastelussa. Taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei tarvitse leikkausvoiman vaikutuksesta johtuen pienentää, jos seuraava mitoitusehto täyttyy:

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow \gamma_{M,t} \cdot V_d < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow 1,15 \cdot 353 \text{ kN} < 0,5 \cdot 770 \text{ kN}$$

$$\rightarrow 406 \text{ kN} < 385 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{Ei \text{ toteudu!}}$$

Edellä esitetty mitoitusehto ei toteudu, joten pienennetään vaakapalkin plastisuusteorian mukaista taivutusmomenttikestävyyttä. Kohdan 4.2.6 kaavasta (17) saadaan:

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2 = (2 \cdot 406 \text{ kN} / 770 \text{ kN} - 1)^2 = 2,98 \cdot 10^{-3}$$

Leikkausvoiman huomioiva plastisuusteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden pienennetty mitoitusarvo $M_{V,Rd}$ on kohdan 5.2.3 kaavan (48) mukaan:

$$M_{V,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left\{ W_{pl} - \frac{\rho \cdot [(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w]^2}{4 \cdot t_w} \right\} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= \left\{ 1283 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 - \frac{2,98 \cdot 10^{-3} \cdot [(260 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm}) \cdot 10,0 \text{ mm}]^2}{4 \cdot 10,0 \text{ mm}} \right\} \cdot \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,0}$$

$$= 455 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \rightarrow 455 \text{ kNm} \leq 455 \text{ kNm}$ **OK!**

Käyttöaste taivutukselle ja leikkaukselle $(M_{Ed} / M_{V,Rd}) \cdot 100 \% = 67 \%$ **OK!**

Taivutusmomenttikestävyys ei käytännössä pienene tässä esimerkissä, sillä leikkausvoiman mitoitusarvo on lähellä arvoa 50 % plastisuusteorian mukaisesta leikkausvoimakestävyydestä!

Teräsponttiseinän vaakapalkin kiepahduskestävyyden tarkistaminen

Tämän esimerkin kiepahduskestävyyden tarkistamisen kaavat on esitetty liitteestä B.

Neliömomentti vaakapalkin heikomman akselin suhteen $I_z = 5135 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.

Käyritysmisjäyhyys (katso liitteen B kaava (B.3)):

Laippojen painopisteiden välinen etäisyys on

$$h_f = h - t_f = 260,0 \text{ mm} - 17,5 \text{ mm} = 242,5 \text{ mm}$$

$$I_{\omega} = 0,25 \cdot h_f^2 \cdot I_z = 0,25 \cdot (242,5 \text{ mm})^2 \cdot 5135 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 7,55 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

Vääntöneliömomentti (katso liitteen B kaava (B.2)):

$$I_t = (1/3) \cdot [2 \cdot b \cdot t_f^3 + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3]$$

$$= (1/3) \cdot [2 \cdot 260 \text{ mm} \cdot (17,5 \text{ mm})^3 + (260 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm}) \cdot (10,0 \text{ mm})^3]$$

$$= 1003958 \text{ mm}^4$$

Kimoteorian mukainen kriittinen kiepahdusmomentti:

Lasketaan vaakapalkin kiepahduskestävyys, kun palkin jänneväli L_2 on 4,8 m. Vaakapalkki on tuettu molemmista päistä siten, että kiertymä palkin molemmissa päissä ($k = 0,5$) on estetty. Poikkipinnan käyristyminen on myös estetty palkin molemmissa päissä ($k_{\omega} = 0,5$). Kiepahdustukien välinen etäisyys L on tässä esimerkissä sama kuin vaakapalkin jänneväli L_2 . Koska kuormitus vaikuttaa vaakapalkin ylälaipalla ja profiili on kaksois-symmetrinen, $z_g = h / 2 = 130 \text{ mm}$ ja $z_j = 0$. Tasaisella kuormituksella, momenttijäykillä tuilla (jatkuva palkki) ja kertoimella $k = 0,5$ ovat kertoimet $C_1 = 0,712$, $C_2 = 0,652$ ja C_3

= 1,070. Näillä oletuksilla saadaan liitteen B kaava (B.1) vaakapalkin kimmoteorian mukaiselle kriittiselle kiepahdusmomentille.

$$M_{cr} = 2,848 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left[\sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + 0,106276 \cdot h^2 - 0,326 \cdot h \right]$$

$$= 2,848 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 5135 \cdot 10^4 mm^4}{(4800 mm)^2}$$

$$\cdot \left[\sqrt{\frac{7,55 \cdot 10^{11} mm^6}{5135 \cdot 10^4 mm^4} + \frac{(4800 mm)^2 \cdot 81000 \frac{N}{mm^2} \cdot 1003958 mm^4}{4 \cdot \pi^2 \cdot 210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 5135 \cdot 10^4 mm^4}} + 0,106276 \cdot (260 mm)^2 - 0,326 \cdot 260 mm \right] = 1018 kNm$$

Kiepahduskestävyys:

Tarkistetaan mitoitus ehdot kiepahduksen tarkastamiselle kohdan 5.2.5 kaavoilla (58) ja (59):

Jos $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ tai $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0,16$, voidaan kiepahdus jättää huomioon ottamatta.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1283 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 355 \frac{N}{mm^2}}{1018 \cdot 10^6 Nmm}} = 0,669$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4 \rightarrow 0,669 \leq 0,4$ **Ei toteudu!**

Mitoittava taivutusmomentti on tässä esimerkissä kenttämomentti $M_{d,kenttä}$ (katso kuva D.2) lopputilanteen kuormayhdistelmällä 6.10 a. *Suluissa esitetty laskenta on yksiaukkoi-sen päistään jäykästi tuetun palkin kenttämomentin laskentakaava, kun palkkiin kohdis-tuu tasainen kuormitus.*

$$M_d = M_{d,kenttä} = 141 kNm [= F_{d,2,v} \cdot L^2 / 24 = 147 kN/jm \cdot (4,8 m)^2 / 24]$$

Mallikertoimella $\gamma_{M,t}$ kerrottu taivutusmomentin mitoitusarvo M_{Ed} on

$$M_{Ed} = \gamma_{M,t} \cdot M_d = 1,15 \cdot 141 kNm = \mathbf{162 kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{cr} \leq 0,16 \rightarrow 162 kNm / 1018 kNm \leq 0,16 \rightarrow 0,16 \leq 0,16 \text{ OK!}$$

Jälkimmäinen mitoitus ehdoista toteutuu, joten kiepahdus voitaisiin jättää tarkista-matta. Tarkistetaan kiepahdus kuitenkin esimerkin kannalta!

Koska $h / b = 260 \text{ mm} / 260 \text{ mm} = 1,0 \leq 2$, valitaan valssatulla I- ja H-profiililla kiepahduskäyrä b kohdan 5.2.5 taulukon 29 mukaan. Tällöin epätarkkuustekijä $\alpha_{LT} = 0,34$ kohdan 5.2.5 taulukon 30 mukaan.

Lasketaan muunnettua hoikkuutta $\bar{\lambda}_{LT}$ vastaava pienennystekijä χ_{LT} . $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ ja $\beta = 0,75$ valssatuilla kaksoissymmetrisillä vakiopoikkileikkauksilla I- ja H-profiileilla.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$= 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,669 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,669^2] = 0,714$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,714 + \sqrt{0,714^2 - 0,75 \cdot 0,669^2}} = 0,884$$

Tarkistetaan kohdan 5.2.5 kaavojen (55) ja (56) mitoitus ehdot $\chi_{LT} \leq 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2$ ja $\chi_{LT} \leq 1,0$:

$$\chi_{LT} \leq 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 \rightarrow \chi_{LT} \leq 1 / 0,669^2 \rightarrow 0,884 \leq 2,234 \text{ OK!}$$

$$\chi_{LT} \leq 1,0 \rightarrow 0,884 \leq 1,0 \text{ OK!}$$

Lasketaan kiepahduskestävyyden mitoitusarvo $M_{b,Rd}$ kohdan 5.2.5 kaavan (52) mukaan.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,884 \cdot 1283 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,0} = 403 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan mitoitus ehto $M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \rightarrow 162 \text{ kNm} \leq 403 \text{ kNm} \text{ OK!}$

Käyttöaste kiepahdukselle $(M_{Ed} / M_{b,Rd}) \cdot 100 \% = 40 \% \text{ OK!}$

Teräsponttiseinän vaakapalkin taipuma

Lasketaan vaakapalkin suurin taipuma. Kaikilla kuormilla laskettu vaakakuorman ominaisarvo tukitasolla 2 on 110 kN/m ($F_{k,2,v}$) kohdan 3.2.1 taulukon 2 mukaan. Suurin taipuma lasketaan kuvan D.2 mukaiselle vaakapalkille kuten *yksiaukkoiselle palkille, joka on tasaisesti kuormitettu ja päistään jäykästi tuettu*. Taipuma on suurimmillaan vaakapalkin jännevälin L_2 keskellä ja se lasketaan kaavalla:

$$w_{k,max} = (1 / 384) \cdot F_{k,2,v} \cdot L_2^4 / (E \cdot I_y) = (1 / 384) \cdot 110 \text{ N/mm} \cdot (4800 \text{ mm})^4 / (210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 149200000 \text{ mm}^4) = 5 \text{ mm OK!}$$

Teräsponttiseinän siirtymä on kohdan 3.2.1 kuvan 15 mukaan tukitason 2 kohdalla 37 mm , mutta siirtymä on arvioitu kohdassa 3.2.4 muuttuvan kuorman vaikutusajasta johtuen 30 mm suuruiseksi. Mikäli edellä laskettu vaakapalkin taipuma lisätään tähän, saadaan teräsponttiseinän siirtymäksi tukitasolla 2 vaakapalkin jännevälin keskellä

enimmillään $(30 + 5) \text{ mm} = 35 \text{ mm}$. Kohdassa 3.2.4 mainitusta tukiseinän vaakasuuntaisen siirtymän ja tukiseinän läheisyydessä tapahtuvan maanpinnan painuman välisestä yhteydestä voidaan päätellä painuman suuruuden olevan luokkaa 30-40 mm. Tämän suuruisen kokonaispainuma ei aiheuta ongelmia esimerkkilaskelman kaivannon ympäristössä.

LIITE E: ANKKURIN LASKENTAESIMERKKI

Mitoitetaan tukitason 2 esijännitettävä ankkuri. Käytetään Ø15,7 mm punosta, jonka poikkipinta-ala A_p on 150 mm² ja teräslaji standardin ISO 22477-5 mukaan on St 1570/1770. Kyseisen teräslajin 0,1-rajana $f_{p,0,1k}$ saa standardin liitteen E mukaan käyttää arvoa 1500 N/mm². Suuremman arvon käyttäminen edellyttää, että käytettävällä ankkurilla on voimassa oleva materiaalitodistus. Valitun teräslajin vetolujuus f_{pk} on 1770 N/mm².

Ankkurin mitoitusvoima $F_{d,2}$ on 996 kN saadaan *tässä esimerkissä* kuormayhdistelmällä 6.10 a. *Mallikerrointa $\gamma_{M,t}$ ei huomioida ankkurin mitoituksessa.* Koevetovoima sisältää ankkurin osavarmuusluvun $\gamma_{a,t}$, joka on tilapäisellä ankkurilla 1,25.

Ankkurin koevetovoima $F_{d,2,koeveto}$ on laskettu kohdan 3.2.3 taulukossa 14.

$$F_{d,2,koeveto} = \mathbf{1245 \text{ kN}}$$

Suurin jännitys $\sigma_{p,max}$ ankkurin punoksessa lasketaan kohdan 6.1.1 kaavalla (63).

$$\begin{aligned}\sigma_{p,max} &= \min\{0,8 \cdot f_{pk} ; 0,95 \cdot f_{p0,1k} \text{ tai } 0,95 \cdot f_{p0,2k} \} \\ &= \min\{0,8 \cdot 1770 \text{ N/mm}^2 ; 0,95 \cdot 1500 \text{ N/mm}^2\} = \min\{\mathbf{1416 \text{ N/mm}^2}; 1425 \text{ N/mm}^2\} \\ &\rightarrow \sigma_{p,max} = 1416 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Tällöin ankkurin yksi punos voidaan kohdan 6.1.1 kaavan (62) mukaan jännittää voimalle:

$$F_{p,max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = 1416 \text{ N/mm}^2 \cdot 150 \text{ mm}^2 = \mathbf{212 \text{ kN}}$$

Tarvittava punosmäärä $n_{p,2}$ [kpl] on tällöin tukitason 2 ankkurissa:

$$n_{p,2} \geq F_{d,2,koeveto} / F_{p,max} = 1245 \text{ kN} / 212 \text{ kN} = 5,9 \rightarrow \mathbf{n_{p,2,valittu} = 6}$$

$$\text{Käyttöaste koevedossa } [F_{d,2,koeveto} / (n_{p,2,valittu} \cdot F_{p,max})] \cdot 100 \% = 98 \% \mathbf{OK!}$$

Ankkurin mitoitusvoima $F_{d,2}$ on laskettu kohdan 3.2.3 taulukossa 12.

$$F_{d,2} = \mathbf{996 \text{ kN}}$$

$$\text{Käyttöaste mitoitusvoimalle } [F_{d,2} / (n_{p,2,valittu} \cdot F_{p,max})] \cdot 100 \% = 78 \% \mathbf{OK!}$$

LIITE F: ANKKURILEVYN LASKENTAESIMERKKI

Mitoitetaan ankkurilevyt tukitason 2 ankkureille. Kuten liitteen E laskentaesimerkistä nähdään, ankkurin koevetovoima $F_{d,2,koeveto}$ on 1245 kN, jolloin punosankkuriin tarvitaan vähintään 6 punosta. Käytetään mitoituksessa kohdassa 6.1.2 johdettua ankkurilevyn vähimmäispaksuuden kaavaa (68).

Kyseinen ankkurointi voitaisiin toteuttaa esimerkiksi ankkurivalmistaja Dywidag:n (DSI 2018) ankkurilla, johon voidaan asentaa enimmillään 7 punosta. *Tässä laskentaesimerkissä käytetään kuitenkin osiltaan yhtä kokoluokkaa suurempaa ankkuria, johon mahtuu enimmillään 9 punosta ja mitoiltaan siihen soveltuvaa ankkurilevyä. Tällöin laskentatulos on vertailukelpoinen kohdan 6.1.2 alakohdan ”Ankkurilevyn tarkastelu FEM-laskentaohjelmistolla” kanssa.* Ankkurilevyn mitoituksen kannalta edellä mainittu valinta tarkoittaa muun muassa sitä, että ankkurikappaleen halkaisija D_{ak} (= 145 mm) sekä ankkurilevyn reiän halkaisija D_{al} (= 114 mm) ovat hieman suurempia.

FEM-laskentamallissa ankkurilevyn sivumitoiksi on valittu $l_{al} = b_{al} = 225$ mm ja oletetaan poskilevyjen paksuudeksi $t_{pl} = 20$ mm (katso kohdan 6.1.2 kuvat 31 ja 32). Ankkurilevyn jänneväli $l_{al,eff}$ (poskilevyn keskeltä toisen keskelle) on kohdan 6.1.2 kaavan (69) mukaan:

$$l_{al,eff} = l_{al} - t_{pl} - 20 \text{ mm} = 225 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 185 \text{ mm}$$

Tarkistetaan kaavan (70) mukainen mitoitusehto valituilla ankkurilevyn sivumitoilla:

$$b_{al} \leq 1,5 \cdot l_{al,eff} \rightarrow 225 \text{ mm} \leq 1,5 \cdot 185 \text{ mm} \rightarrow 225 \text{ mm} \leq 278 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

Oletetaan, että ankkurin kiinnitysrakenteen poskilevyt asennetaan ennen ankkurin poraamista. Poskilevyjen välinen sisämitta (= $l_{al,eff} - t_{pl}$) on 165 mm. Valitun kallioankkurin porauskruunulle (halkaisijaltaan 102-115 mm) on riittävästi tilaa.

Mitoitusvoimana F_{Ed} on tukitason 2 ankkurin koevetovoima $F_{d,2,koeveto}$ ja ankkurilevyn teräslajina on S355. Oletetaan, että vaadittu ankkurilevyn paksuus t_{al} on yli 40 mm, joten kohdan 5.1.1 taulukon 25 mukaan myötöraja f_y on 335 N/mm². Edellä mainitulla oletuksella ankkurilevyn paksuudeksi saadaan kaavalla (68):

$$\begin{aligned} t_{al} &\geq \sqrt{\frac{3 \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot \left[l_{al,eff} - \frac{3}{8} \cdot (D_{ak} + D_{al}) \right]}{2 \cdot f_y \cdot (b_{al} - D_{al})}} \\ &= \sqrt{\frac{3 \cdot 1245000 \text{ N} \cdot 1,0 \cdot \left[185 \text{ mm} - \frac{3}{8} \cdot (145 \text{ mm} + 114 \text{ mm}) \right]}{2 \cdot 335 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (225 \text{ mm} - 114 \text{ mm})}} \end{aligned}$$

$$= 66,4 \text{ mm} \rightarrow \text{Valitaan } t_{al} = 70 \text{ mm!}$$

Tarkistetaan laskentaa varten tehty oletus:

Ankkurilevyn paksuudesta ($t_{al} > 40$ mm) johtuva pienempi myötöraja f_y on 335 N/mm^2
 $\rightarrow t_{al} = 70 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$

Kohdan 6.1.2 FEM-tarkastelussa nähtiin, että laskentamallin ankkurilevyn paksuutta t_{al} (= 55 mm) tai sivumittaa b_{al} tulisi kasvattaa, mikäli teräslajina on S355. Poikkileikkauksen ylä- ja alapinnan keskimääräiset jännitykset ylittyivät laskentamallin levypaksuudella noin 16 %.

Tarkistetaan ankkurilevyn lävistymiskestävyys $B_{p,Rd,al}$. Ankkurilevyn vetomurtolujuus f_u on kohdan 5.1.1 taulukon 25 mukaan 470 N/mm^2 ($t_{al} > 40$ mm).

$$B_{p,Rd,al} = 0,6 \cdot \pi \cdot D_{ak} \cdot t_{al} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

$$= 0,6 \cdot \pi \cdot 145 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 470 \text{ N/mm}^2 / 1,25 = 7194 \text{ kN}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $F_{Ed} \leq B_{p,Rd,al} \rightarrow 1245 \text{ kN} \leq 7194 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

Valitaan lujuempi teräs ankkurilevyyn (S355 \rightarrow S450). Lasketaan ankkurilevyn vähimmäispaksuus uudelleen (oletuksella $t_{al} > 40$ mm):

$$t_{al,S450} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot \left[l_{al,eff} - \frac{3}{8} \cdot (D_{ak} + D_{al}) \right]}{2 \cdot f_y \cdot (b_{al} - D_{al})}}$$

$$= \sqrt{\frac{3 \cdot 1245000 \text{ N} \cdot 1,0 \cdot \left[185 \text{ mm} - \frac{3}{8} \cdot (145 \text{ mm} + 114 \text{ mm}) \right]}{2 \cdot 410 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (225 \text{ mm} - 114 \text{ mm})}}$$

$$= 60,0 \text{ mm} \rightarrow \text{Valitaan } t_{al,S450} = 60 \text{ mm!}$$

Kohdan 6.1.2 FEM-tarkastelussa keskimääräinen jännitys levypaksuudella $t_{al} = 55$ mm oli poikkileikkauksen alapinnassa 380 MPa ja yläpinnassa 390 MPa. Kumpikaan keskimääräisistä jännityksistä ei ylitä teräslajin S450 myötörajaa 410 MPa ($t_{al} > 40$ mm) ja edellä laskettu levypaksuus $t_{al,S450}$ on verrattain lähellä varmalla puolella.

Tämä laskentaesimerkki tehtiin, jotta voidaan verrata sen tuloksia kohdan 6.1.2 FEM-tarkasteluun. *Ankkurin kiinnitysrakenne on suositeltavaa tarkastella kokonaisuudessaan FEM-laskentaohjelmistolla!*

LIITE G: JUURIPULTIN LASKENTAESIMERKKI

Mitoitetaan teräsponsittiseinän juuripultitus tukitasolla 3 (kalliopinnan tasolla) vaikuttavalle vaakavoimalle $F_{d,3,v}$ Norjan geoteknisen yhdistyksen esittämän mitoitusvoiman (kohdan 6.3) mukaan. Kuormayhdistelmä 6.10 a on tässä mitoittava. Kohdan 3.2.2 taulukosta 9 saadaan juuripultituksen mitoitusvoima $F_{d,3,v}$, joka kerrotaan mallikertoimella $\gamma_{M,t}$.

Juuripultin kestävyys

Juuripultit porataan teräsponsittiseinän viereen ja kiilataan teräsponsittiseinää vasten siten, *ettei jäykkää kiinnitystä muodostu* teräspontin ja juuripultin välille. Juuripultin kalliojuotoksen oletetaan muodostavan jäykän kiinnityksen juuripultin toiseen päähän *tässä esimerkissä*. Juuripultin halkaisijaksi D_t valitaan 70 mm ja teräslajiksi S355. Tällöin f_y on 335 N/mm^2 kohdan 5.1.1 taulukon 25 mukaan. Teräspontin alareunan ja kalliopinnan väliseksi etäisyydeksi Δ oletetaan 100 mm. Lasketaan juuripultin plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys edellä mainituilla valinnoilla.

Juuripultin poikkileikkausala: $A_t = D_t^2 \cdot \pi / 4 = (70 \text{ mm})^2 \cdot \pi / 4 = 3848 \text{ mm}^2$

Plastisuusteorian mukainen taivutusvastus: $W_{pl,t} = D_t^3 / 6 = (70 \text{ mm})^3 / 6 = 57167 \text{ mm}^3$

Lasketaan kohdan 6.3.2 kaavan (86) avulla yksittäisen juuripultin leikkauskestävyys:

$$V_{pl,Rd,t,free} = \sqrt{\frac{A_t^2 \cdot (f_y / \gamma_{M0})^2 \cdot W_{pl,t}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{free}^2 + 3 \cdot W_{pl,t}^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{(3848 \text{ mm}^2)^2 \cdot (335 \text{ N/mm}^2 / 1,0)^2 \cdot (57167 \text{ mm}^3)^2}{(3848 \text{ mm}^2)^2 \cdot (100 \text{ mm})^2 + 3 \cdot (57167 \text{ mm}^3)^2}} = \mathbf{185 \text{ kN}}$$

Mallikertoimella kerrottu tukitasolla 3 vaikuttava vaakavoima on

$$F_{Ed,3,v} = \gamma_{M,t} \cdot F_{d,3,v} = 1,15 \cdot 232 \text{ kN/jm} = 267 \text{ kN/jm}$$

Juuripulttien jaon k_t on oltava vähintään:

$$k_t \geq V_{pl,Rd,t,free} / F_{Ed,3,v} = 185 \text{ kN} / 267 \text{ kN/jm} = 0,69 \text{ m} \rightarrow \mathbf{k_{t,valittu} = 0,6 \text{ m}}$$

Tällöin yksittäiselle juuripultille kohdistuva mitoitusvoima on:

$$F_{Ed,t} = F_{Ed,3,v} \cdot k_{t,valittu} = 267 \text{ kN/jm} \cdot 0,6 \text{ m} = \mathbf{160 \text{ kN}}$$

Käyttöaste juuripultille $(F_{Ed,t} / V_{pl,Rd,t,free}) \cdot 100 \% = 86 \% \mathbf{OK!}$

Juuripultin kimmoteorian mukainen puhdas leikkauskestävyys on kaavan (79) mukaan:

$$V_{el,Rd,t} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot A_t \rightarrow V_{el,Rd,t} \leq \frac{335 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \cdot 3848 \text{ mm}^2 \rightarrow V_{el,Rd,t} \leq \mathbf{744 \text{ kN}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $F_{Ed,t} \leq V_{el,Rd,t} \rightarrow 160 \text{ kN} \leq 744 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{OK!}$

LIITE H: LASKENTAESIMERKKI YHDEN ANKKURIN PETTÄMISESTÄ

Tarkastellaan esimerkkilaskelman teräsponttiseinärakenteen kestävyys tilanteessa, jossa yksi ankkuri pettää tukitasolla 1 tai 2. *Kuten kohdassa 3.2.6 "Jatkuvan sortuman estäminen" kerrotaan, tulee tukiseinärakenteen kestävyys olla yhden ankkurin tai muun vastaavan tuen pettäessä vähintään 1,1-kertainen ominaiskuormilla laskettuihin tukiseinärakenteeseen kohdistuviin rasituksiin nähden. Rakenteen kestävyys tulee laskea kimmoteorian mukaan.* Tarkemmin sanottuna tässä laskennassa ei käytetä kuorman sekä materiaalin osavarmuuslukuja eikä mallikerrointa, vaan laskenta tehdään ominaiskuormilla ja kestävyyksien osalta käytetään kimmoteorian mukaisia poikkileikkausarvoja sekä kokonaistarkastelua. Oletuksena tässä tarkastelussa on, että ankkurin pettäminen tapahtuu siinä vaiheessa, kun teräsponttiseinä on tuentoineen täysin valmiiksi rakennettu.

Laskennan kannalta tukitason 1 ankkurin pettäminen tarkoittaa sitä, että vaakapalkin jänneväli tukitasolla kaksinkertaistuu ($L_1 = 3,6$ m muuttuu $L_1 = 7,2$ m). Tukitason 2 ankkurin pettäessä sen vaakapalkin jänneväli kasvaa myös kaksinkertaiseksi ($L_2 = 4,8$ m muuttuu $L_2 = 9,6$ m). Ankkurin pettäminen aiheuttaa teräsponttiseinälle suuret siirtymät.

Tätä esimerkkiä varten laskenta suoritettiin GeoCalc-laskentaohjelmistolla murtorajatilataarkasteluja varten tehtyjen laskentojen lisäksi siten, että tukitasoa 1 tarkasteltaessa ankkuriväli kaksinkertaistettiin ja laskenta suoritettiin pelkillä pysyvillä kuormilla. Vastaava laskenta suoritettiin tukitason 2 osalta. GeoCalc-laskentatulokset ankkureiden pettäessä on esitetty liitteessä A.

Tässä esimerkkilaskelmassa käytetään mitoituksessa lopputilanteessa muodostuvia kuormanvaikutuksia, sillä lopputilanne vastaa parhaiten tämän esimerkin tilannetta. Kuten liitteen A laskentatuloksista nähdään, tukitasolla 1 pettäneen ankkurin kohdalla vaikuttanut tukivoima jakaantuu viereisille ankkureille, tukitason 2 ankkureille sekä osin myös tukitason 3 juuripulteille. Vastaavasti tukitasolta 2 pettäneen ankkurin tukivoima siirtyy viereisille ankkureille, tukitason 1 ankkureille sekä tukitason 3 juuripulteille. Tämän esimerkin mitoituksen kannalta olennaiset kuorman vaikutukset on koottu alla olevaan taulukkoon H.1 liitteen A GeoCalc-laskentatuloksista.

Taulukko H.1. Kuorman vaikutusten ominaisarvot GeoCalc-laskelmista.

	Mitoitustapaus	
	Tukitason 1 ankkuri pettää	Tukitason 2 ankkuri pettää
$F_{k,1}$	775 kN	560 kN
$F_{k,2}$	782 kN	771 kN
$M_{k,23}$ (on tässä esimerkissä suurin)	160 kNm/jm	224 kNm/jm
$F_{k,3,v}$	165 kN/jm	194 kN/jm

Taulukkoon H.2 puolestaan on laskettu liitteen A laskentatulosten ankkurivoimista vaakapalkkeille kohdistuvat kuormitukset $F_{k,1,v}$ ja $F_{k,2,v}$. Nämä tukitasojen vaakavoimien suuruudet ovat nähtävissä myös liitteen A GeoCalc-laskelmien leikkausvoimakuvioista.

Taulukko H.2. Tukitason vaakavoimien laskenta ankkurivoimista (katso kohdan 3.2.3 taulukko 11).

Vaakapalkin tarkastelu	
Kuormitus vaakapalkille tukitasolla 1, kun sen ankkuri pettää	$F_{k,1,v} = \frac{F_{k,1}}{\sqrt{2} \cdot L_1} = \frac{775 \text{ kN}}{\sqrt{2} \cdot 7,2 \text{ m}} = 76 \text{ kN/jm}$
Kuormitus vaakapalkille tukitasolla 2, kun sen ankkuri pettää	$F_{k,2,v} = \frac{F_{k,2}}{\sqrt{2} \cdot L_2} = \frac{771 \text{ kN}}{\sqrt{2} \cdot 9,6 \text{ m}} = 57 \text{ kN/jm}$

Teräsponttiseinän taivutusmomenttikestävyyden tarkistaminen

Teräsponttiseinän mitoittava taivutusmomentti on esitetty taulukossa H.1.

$$M_{k,max} = M_{k,23} = 224 \text{ kNm/jm}$$

Teräsponttiseinän, jossa teräsponttiprofiilina liitteen C laskelman mukaan on PU 12, taivutusmomenttikestävyyden ominaisarvo on

$$M_{c,Rk} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y = 0,85 \cdot 1200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3/\text{jm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 = 362 \text{ kNm/jm}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{c,Rk} / M_{k,max} \geq 1,1$

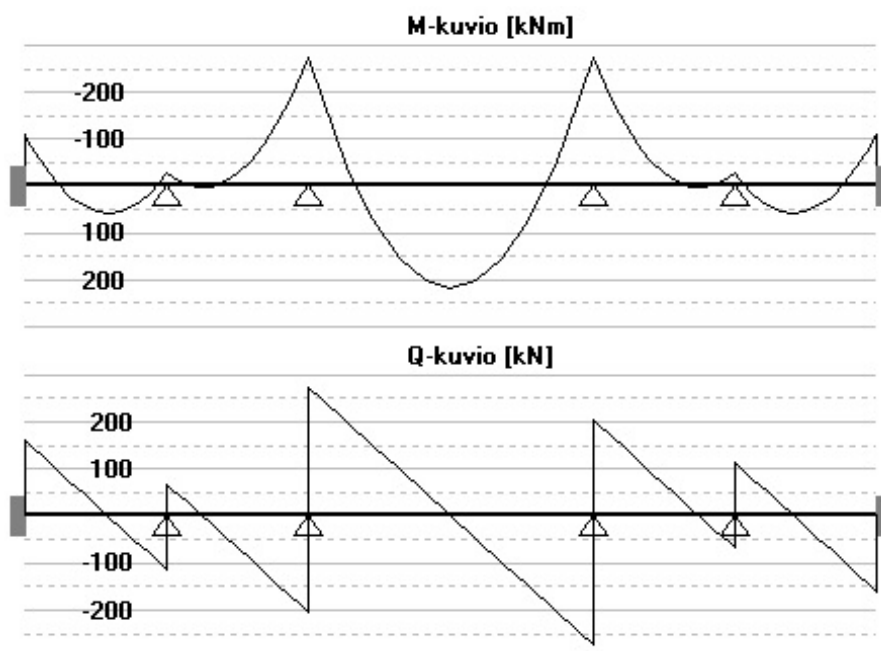
$$\rightarrow 362 \text{ kNm/jm} / 224 \text{ kNm/jm} \geq 1,1 \rightarrow 1,62 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

$$\text{Käyttöaste taivutukselle } (1,1 / 1,62) \cdot 100 \% = 68 \% \text{ OK!}$$

Vaakapalkin kestävyys tarkistaminen

Vaakapalkin rakennemallina käytetään tässä esimerkissä jatkuvaa 5-aukkoista palkkia, jonka päissä on momenttijäykät tuet. Keskimmäisen kentän jännevälinä on edellä mainittu kaksinkertainen jänneväli ja muut kentät ovat keskenään jänneväleiltään yhtä suuret. Oletuksena on, että vaakapalkki on jatkuva koko teräsponttiseinän pituudella ja jatkuu momenttijäykästi teräsponttiseinien nurkkakohdissa, minkä vuoksi rakennemalliin on asetettu edellä mainitut momenttijäykät tuet palkin päihin.

Tukitason 1 ankkurin pettäessä vaakapalkkiin kohdistuu tasainen kuormitus $F_{k,1,v} = 76 \text{ kN/jm}$ maanpaineesta. Palkin keskimmäinen jänneväli L_1 on 7,2 m, kun muuten jännevälit ovat 3,6 m. Kuvassa H.1 on esitetty kyseisen kuormitustapauksen taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot PUPAX-laskentaohjelmasta.



Kuva H.1. Tukitason 1 vaakapalkin taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot ankkurin pettäessä.

Keskimmaisessä kentässä vaikuttaa 218 kNm taivutusmomentti ja sen viereisillä tuilla 275 kNm tukimomentti. Tukimomentti on *tämän esimerkin* tarkastelussa mitoittava ($= M_{k,max}$). Mitoittava leikkausvoima ($V_{k,max} = 274$ kN) kohdistuu edellä mainituille tuille.

Valitaan tukitasolle 1 sama vaakapalkkiprofiili (HEB 260), kuin liitteessä D mitoitettiin tukitasolle 2. Vaakapalkin kimmoteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden ominaisarvo on

$$M_{c,Rk} = W_{el} \cdot f_y = 1148 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 = 408 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{c,Rk} / M_{k,max} \geq 1,1$

$$\rightarrow 408 \text{ kNm} / 275 \text{ kNm} \geq 1,1 \rightarrow 1,48 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Käyttöaste taivutukselle $(1,1 / 1,48) \cdot 100 \% = 74 \% \text{ OK!}$

Tukitason 1 vaakapalkin uuman leikkausjännitys saa kohdan 5.2.2 kaavan (44) mitoitus-ehdon mukaan korkeintaan olla

$$\tau_{Rk} = f_y / \sqrt{3} = 355 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 205 \text{ N/mm}^2$$

Leikkausjännitys mitoittavasta leikkausvoimasta $V_{k,max}$ kohdan 5.2.2 kaavan (46) mukaan:

$$\tau_{k,max} = V_{k,max} / A_w = V_{k,max} / (h_w \cdot t_w)$$

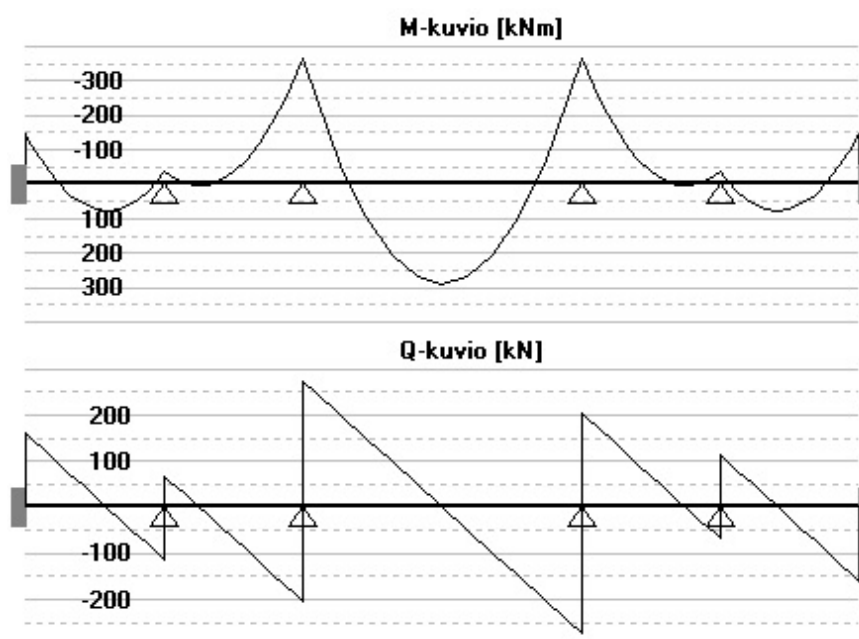
$$= 274000 \text{ N} / [(260 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm}) \cdot 10,0 \text{ mm}] = 122 \text{ N/mm}^2$$

Tarkistetaan mitoitusehto $\tau_{Rk} / \tau_{k,max} \geq 1,1$

$\rightarrow 205 \text{ N/mm}^2 / 122 \text{ N/mm}^2 \geq 1,1 \rightarrow 1,68 \geq 1,1$ **OK!**

Käyttöaste leikkaukselle $(1,1/1,68) \cdot 100 \% = 65 \%$ **OK!**

Tukitason 2 ankkurin pettäessä vaakapalkkiin kohdistuu tasainen kuormitus $F_{k,2,v} = 57 \text{ kN/jm}$ maanpaineesta. Palkin keskimmainen jänneväli L_2 on 9,6 m, kun muuten jännevälit ovat 4,8 m. Kuvassa H.2 on esitetty kyseisen kuormitustapauksen taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot PUPAX-laskentaohjelmasta.



Kuva H.2. Tukitason 2 vaakapalkin taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuviot ankkurin pettäessä.

Keskimmaisessä kentässä vaikuttaa 290 kNm taivutusmomentti ja sen viereisillä tuilla 366 kNm tukimomentti. Tukimomentti on *tämän esimerkin* tarkastelussa mitoittava ($= M_{k,max}$). Mitoittava leikkauvoima ($V_{k,max} = 274 \text{ kN}$) kohdistuu edellä mainituille tuille.

Tukitason 2 vaakapalkin kimmoteorian mukainen taivutusmomenttikestävyyden ominaisarvo $M_{c,Rk}$ on laskettu tarkasteltaessa tukitason 1 vaakapalkkia:

$$M_{c,Rk} = 408 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $M_{c,Rk} / M_{k,max} \geq 1,1$

$\rightarrow 408 \text{ kNm} / 366 \text{ kNm} \geq 1,1 \rightarrow 1,11 \geq 1,1$ **OK!**

Käyttöaste taivutukselle $(1,1/1,11) \cdot 100 \% = 99 \%$ **OK!**

Tukitason 2 vaakapalkin leikkausjännitys saa korkeintaan olla $\tau_{Rk} = 205 \text{ N/mm}^2$ (laskettu tarkasteltaessa tukitason 1 vaakapalkkia).

Leikkausjännitys mitoittavasta leikkausvoimasta $V_{k,max}$ on

$$\tau_{k,max} = V_{k,max} / A_w = V_{k,max} / (h_w \cdot t_w) = 274000 \text{ N} / ((260 \text{ mm} - 2 \cdot 17,5 \text{ mm}) \cdot 10,0 \text{ mm}) = 122 \text{ N/mm}^2$$

Tarkistetaan mitoitusehto $\tau_{Rk} / \tau_{k,max} \geq 1,1$

$$\rightarrow 205 \text{ N/mm}^2 / 122 \text{ N/mm}^2 \geq 1,1 \rightarrow 1,68 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Käyttöaste leikkaukselle $(1,1 / 1,68) \cdot 100 \% = 65 \% \text{ OK!}$

Tukimomentit voi tarvittaessa redusoida tässäkin mitoituslaskelmissa, kuten tehtiin liitteen D esimerkklaskelmassa. Vaakapalkin kiepahdus katsotaan tässä esimerkissä estetyksi, sillä pettäneen ankkurin kiinnitysrakenteen oletetaan säilyvän ehjänä. Toisin sanoen vaakapalkki on tuettu kiepahdusta vastaan jännevälin keskeltä.

Esimerkin GeoCalc-laskennassa oletuksena on, että ankkureiden jakoväli on sama *koko teräsponttiseinän pituudella* kuin vaakapalkin jänneväli kuvien H.1 ja H.2 keskimmaisessa kentässä. Kyseinen laskentatapa on varmallalla puolella, koska ”heikennetty” tukitaso aiheuttaa maanpaineen jakautumisen muille tukitasoille todellista suurempana. Todellisuudessa yhden ankkurin pettäminen ei vaikuta kyseisen ankkurin tukitason jäykkyyteen muuten kuin paikallisesti (eli kuvien H.1 ja H.2 mukaisesti). Tukiseinälaskennan kannalta tarkastelu on helpompaa, jos vaikutus huomioidaan koko tukitasolle kuten tässä esimerkissä.

Tukitason 1 ankkureiden kestävyysien tarkistaminen

Ankkurin koevetovoimaksi $F_{d,1,koeveto}$ on laskettu kohdan 3.2.3 taulukossa 14 1070 kN. Liitettä E vastaavalla ankkurin mitoituslaskelmalla saadaan tukitason 1 ankkurin punosmääräksi 6 kpl ($n_{p,1,valuuttu} = 6$).

Ankkuriin kohdistuva voima $F_{k,1}$ on tukitason 1 ankkurin pettäessä 775 kN, joka on mitoittava tässä tarkastelussa (katso taulukko H.1).

Valittu tukitason ankkuri myötää, kun siihen kohdistuva voima on

$$F_{Rk,1} = n_{p,1,valuuttu} \cdot A_p \cdot f_{p0,1k} = 6 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot 1500 \text{ N/mm}^2 = 1350 \text{ kN}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $F_{Rk,1} / F_{k,1} \geq 1,1$

$$\rightarrow 1350 \text{ kN} / 775 \text{ kN} \geq 1,1 \rightarrow 1,74 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Käyttöaste ankkurin kestävyydelle $(1,1 / 1,74) \cdot 100 \% = 63 \% \text{ OK!}$

Tukitason 2 ankkureiden kestävyysien tarkistaminen

Ankkurin punosmääräksi mitoitettiin liitteen E laskentaesimerkissä 6 kpl ($n_{p,2, \text{valittu}} = 6$).

Ankkuriin kohdistuva voima $F_{k,2}$ tukitason 1 ankkurin pettäessä on 782 kN, *joka on mitoitettava tässä tarkastelussa* (katso taulukko H.1). Tukitason 2 ankkurin pettäessä voima ankkurissa on hieman pienempi (771 kN).

Valittu tukitason ankkuri myötää, kun siihen kohdistuva voima on

$$F_{Rk,2} = n_{p,2, \text{valittu}} \cdot A_p \cdot f_{p0,1k} = 6 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot 1500 \text{ N/mm}^2 = 1350 \text{ kN}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $F_{Rk,2} / F_{k,2} \geq 1,1$

$$\rightarrow 1350 \text{ kN} / 782 \text{ kN} \geq 1,1 \rightarrow 1,72 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Käyttöaste ankkurin kestävyydelle $(1,1 / 1,72) \cdot 100 \% = 64 \% \text{ OK!}$

Juuripulttien kestävyysien tarkistaminen

Juuripultit mitoitettava kuormitus on esitetty taulukossa H.1 ($F_{k,3,v} = 194 \text{ kN/jm}$, kun tukitason 2 ankkuri pettää).

Lasketaan juuripultin kestävyys siten, että korvataan kohdan 6.3.2 kaavassa (86) plastinen taivutusvastus $W_{pl,t}$ elastisella taivutusvastuksella $W_{el,t}$.

$$W_{el,t} = D_t^3 \cdot \pi / 32 = (70 \text{ mm})^3 \cdot \pi / 32 = 33674 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} V_{el,Rk,t, \text{free}} &= \sqrt{\frac{A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{el,t}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{\text{free}}^2 + 3 \cdot W_{el,t}^2}} \\ &= \sqrt{\frac{(3848 \text{ mm}^2)^2 \cdot (335 \text{ N/mm}^2)^2 \cdot (33674 \text{ mm}^3)^2}{(3848 \text{ mm}^2)^2 \cdot (100 \text{ mm})^2 + 3 \cdot (33674 \text{ mm}^3)^2}} = \mathbf{112 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Juuripulttien jako $k_{t, \text{valittu}}$ on 0,6 m liitteen G laskelmassa. Tällöin kuormitus yksittäiselle juuripultille on

$$F_{k,t} = F_{k,3,v} \cdot k_{t, \text{valittu}} = 194 \text{ kN/jm} \cdot 0,6 \text{ m} = \mathbf{116 \text{ kN}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $V_{el,Rk,t, \text{free}} / F_{k,t} \geq 1,1$

$$\rightarrow 112 \text{ kN} / 116 \text{ kN} \geq 1,1 \rightarrow 0,97 \geq 1,1 \rightarrow \mathbf{\text{Ei toteudu!}}$$

Käyttöaste juuripultin kestävyydelle $(1,1 / 0,97) \cdot 100 \% = 113 \% \rightarrow \mathbf{\text{Ei toteudu!}}$

Lasketaan edellä oleva esimerkki uudelleen oletuksella, että juuripultit hitsataan kiinni teräsponttiseinän alapäähän. Tällöin voidaan käyttää kohdan 6.3.2 kaavaa (85), jossa plastinen taivutusvastus $W_{pl,t}$ korvataan elastisella taivutusvastuksella $W_{el,t}$.

$$V_{el,Rk,t,fixed} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{el,t}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{fixed}^2 + 12 \cdot W_{el,t}^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \cdot (3848 \text{ mm}^2)^2 \cdot (335 \text{ N/mm}^2)^2 \cdot (33674 \text{ mm}^3)^2}{(3848 \text{ mm}^2)^2 \cdot (100 \text{ mm})^2 + 12 \cdot (33674 \text{ mm}^3)^2}} = \mathbf{216 \text{ kN}}$$

Tarkistetaan mitoitusehto $V_{el,Rk,t,fixed} / F_{k,t} \geq 1,1$

→ $216 \text{ kN} / 116 \text{ kN} \geq 1,1 \rightarrow 1,86 \geq 1,1$ **OK!**

Käyttöaste juuripultin kestävyydelle $(1,1/1,86) \cdot 100 \% = 59 \%$ **OK!**

Esimerkilaskelman teräsponttiseinärakenteen rakennemallista johtuen tukitason 2 ankkurin pettäminen kasvattaa juuripulteille kohdistuvaa ominaiskuormitusta. Oletuksena laskennassa on ollut, että ankkurin pettäminen tapahtuu siinä vaiheessa, kun ankkurit ja juuripultit on asennettu. Yleensä tässä vaiheessa on myös juuripalkin rakennustyöt käynnissä, jolloin juuripultteihin kohdistuva kuormitus välitetään lopulta juuripalkin kalliopultituksella kallioon. Yleensä työnaikaisiin teräsponttiseinärakenteisiin ei ole suositeltavaa hitsata juuripultteja kiinni osaksi rakennetta, sillä teräsponttien nostaminen ei tällöin onnistu ilman hitsausliitoksen purkamista. Jos hitsausliitos halutaan välttää, tulee tämän esimerkilaskelman teräsponttiseinärakenteessa juuripultin poikkileikkausalaa kasvattaa tai juuripulttien jakoa tihentää.